

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

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention d'un Diplôme de Master en Génie Civil
Option : structures.

*Etude d'un bâtiment en Béton armée (R+8 à usage habitation +Sous sol et
Entre sol à usage commercial)
contreventé par un système mixte (Voiles - Portiques).*

Présenté par:

M^{lle} : Abbas Yasmina.

M^r : Amghar Wissame.

Encadré par :

Mme : Ouari Nadia.

Remerciement

Avant tout, nous tenons à remercier DIEU le tout puissant, le miséricordieux qui nous a donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos cher parents ainsi que nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

*Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre promotrice **Mme ouari nadia** de nous avoir guidé ,suivi et accordé un grand intérêt à notre travail et pour la patience dont elle a fait part à notre égard, pour son aide précieux et pour tout le savoir qu'elle nous a transmis.*

Merci à vous, membres de jury qui nous feront l'honneur de jugé ce travail.

Notre sincère gratitude à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents (Hocine et ouardia) qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail et dans ma réussite toute ma reconnaissance.

A toutes ma familles , mes oncles et tantes

A mes chers frères et sœurs

A mes chers nièces, wahiba , cousins et cousines.

A célia, tassadit, tinhinane ,hamama, dihia, linda, atika et son mari (arbi), à toutes mes amies, mes copines de chambres sans oublier sabrina et mes amis B.abdelhak , abdelghani, lamri ,boubker et abbas

A ma binôme et à toutes sa famille.

yasmína

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail et dans ma réussite toute ma reconnaissance.

A toutes ma familles , mes oncles et tantes

A mes chers frères et sœurs.

A toutes mes amies, sans oublier célia,atika et son mari larbi

A mon binôme et à toutes sa famille.

wissame

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1: Caractéristiques de sol.....	4
Tableau I.2: Caractéristiques des matériaux utilisés.....	5

Chapitre II

Tableau II.1: pré dimensionnement des différents types de dalles.	8
Tableau II.2 : Evaluation des charges sur l'acrotère.	9
Tableau II.3: pré dimensionnement de l'escalier entre sol et RDC.	9
Tableau II.4: pré dimensionnement de l'escalier 1er étage service.	10
Tableau II.5: pré dimensionnement de l'escalier étage courant.	10
Tableau II.6: pré dimensionnement de l'escalier RDC.....	10
Tableau II.7: Evaluation des charges sur l'ascenseur.....	11
Tableau II.8: Illustration en 3D des planchers à corps creux.	11
Tableau II.9: Evaluation des charges sur des planchers terrasse inaccessible.	12
Tableau II.10: Evaluation des charges sur des planchers d'étage courant.	12
Tableau II.11: Illustration en 3D des planchers à dalles pleines.	12
Tableau II.12: Evaluation des charges des planchers T. Inaccessible en dalles pleines.	12
Tableau II.13: Evaluation des charges des planchers d'étage courant en dalle pleine.....	13
Tableau II.14: Evaluation des charges sur les balcons.....	13
Tableau II.15: Evaluation des charges sur la volée 2,4 entre sol et RDC..	13
Tableau II.16: Evaluation des charges sur les paliers.	14
Tableau II.17: Evaluation des charges sur des différentes volées.....	14
Tableau II.18: Evaluation des charges dans les murs.....	14
Tableau II.19: Pré dimensionnement des voiles.....	16
Tableau II.20: Pré dimensionnement des poteaux.	17
Tableau II.21: Surface afférente des différents étages.....	17
Tableau II.22: Descente de charge.	20
Tableau II.23: Vérification à la résistance.	21
Tableau II.24: Vérifications à la stabilité de la forme (flambement).	22
Tableau II.25: Les différents types de poutrelles.	22
Tableau II.26: Méthodes de calculs.....	23
Tableau II.27: Les sollicitations maximales des différentes poutrelles d'étage courant.....	27
Tableau II.28: Les sollicitations les plus défavorables.....	27
Tableau II.29: ferrailage aux appuis.....	28
Tableau II.30: Les sollicitations maximales des différentes poutrelles terrasse inaccessible. .	34
Tableau II.31 : Les sollicitations les plus défavorables.	34
Tableau II.32: Ferrailage des poutrelles de terrasse inaccessible.....	34
Tableau II.33: vérification des contraintes à L'ELU.....	34
Tableau II.34: vérification des contraintes à L'ELS.	35
Tableau II.35: Schéma de ferrailage des poutrelles pour les différents niveaux.....	35
Tableau II.36: calcul des sollicitations dans les différents types de dalles.	36

Tableau II.37: Calcul d'effort tranchant dans les différents types de dalles.	37
Tableau II.38: Ferrailage d'une dalle sur deux appuis (D4).	38
Tableau II.39: ferrailage des différents types de dalles.	39
Tableau II.40: Vérifications des contraintes à L'ELS.	40
Tableau II.41: Vérifications des contraintes à L'ELS de la dalle (D3).	41
Tableau II.42: Calcul de la section d'armature à L'ELS.	41
Tableau II.43: Vérifications d'état limite de déformation de la dalle type (D1).	41
Tableau II.44: Calcul des charges dans la volée (1 et 3).	43
Tableau II.45: Calcul des sollicitations à L'ELS (partie AB).	45
Tableau II.46: Calcul des sollicitations à L'ELS (partie BC).	45
Tableau II.47: ferrailage des volées (1 et 3).	45
Tableau II.48: Vérifications des contraintes à L'ELS.	46
Tableau II.49: Calcul des sollicitations dans la volée (2).	46
Tableau II.50: Ferrailage de volée (2).	46
Tableau II.51: Vérifications des contraintes à L'ELU.	47
Tableau II.52: Vérifications des contraintes à L'ELS.	47
Tableau II.53: Définition des charges dans la poutre brisé.	48
Tableau II.54: Calcul des sollicitations dans la poutre brisé.	48
Tableau II.55: Calcul de ferrailage à la flexion simple.	49
Tableau II.56: Vérification à L'ELU.	49
Tableau II.57: Calcul de ferrailage à la torsion.	49
Tableau II.58: Calcul de ferrailage à la torsion de la section augmenté.	50
Tableau II.59: Vérification des contraintes à L'ELS.	50
Tableau II.60 :Tableau du ferrailage de dalle.	52
Tableau II.61 :Tableau de vérification des contraintes.	53
Tableau II.62: Les coordonnées de dalle salle de machine.	54
Tableau II.63: Tableau des ferrillages de la dalle.	55
Tableau II.64: Tableau de vérification des contraintes.	56
Tableau II.65: Combinaison d'action sur acrotère.	58
Tableau II.66: Tableau de ferrailage de la poutre de chaînage	62
Tableau II.67: Tableau de vérification des contraintes.	63
Tableau II.68: Récapitulatif des dimensions des différents éléments.	64

Chapitre III

Tableau III.1: Les différents valeurs des pénalités.	67
Tableau III.2: modes de vibration, période et taux de participation massique.	69
Tableau III.3: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.	71
Tableau III.4: vérification d'interaction portiques-voiles sous charge vertical.	72
Tableau III.5: Vérification d'interaction portiques-voiles sous charges horizontal.	72
Tableau III.6: Vérification de l'effort normal réduit.	73
Tableau III.7: vérification de déplacement relatif.	74
Tableau III.8: Vérification de l'effet P-Delta.	74

Chapitre IV

Tableau IV.1: Sollicitation et le ferrailage des poutres principales.	76
Tableau IV.2: Sollicitation et le ferrailage des poutres secondaires.	77
Tableau IV.3: Vérification des contraintes tangentielles.	78
Tableau IV.4: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	79
Tableau IV.5: Vérification de l'état limite de compression.	79
Tableau IV.6: Vérification des conditions de l'état limite de déformation.....	79
Tableau IV. 7: Vérification de la flèche pour les poutres principales.....	79
Tableau IV. 8: Vérification de la flèche pour les poutres secondaires.....	79
Tableau IV.9: Les schémas ferrailage des poutres principales.....	81
Tableau IV.10: Les schémas ferrailage des poutres secondaires.....	82
Tableau IV.11: Sollicitations et ferrailages dans les poteaux.....	83
Tableau IV.12: Vérification du ferrailage transversal des poteaux.....	85
Tableau IV.13: Vérification au flambement des poteaux.....	86
Tableau IV.14: Vérification des contraintes dans les poteaux.....	87
Tableau IV.15: Vérification des contraintes de cisaillements.....	88
Tableau IV.16: schémas de Ferrailages des poteaux.....	89
Tableau IV17: Moment résistant dans les poteaux.....	89
Tableau IV18: Moment résistant dans les poutres principales.....	90
Tableau IV19: Moment résistant dans les poutres secondaires.....	90
Tableau IV.20: Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	90
Tableau IV.21: Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.....	91
Tableau IV.22: Sollicitations dans le voile V_{y2} , V_{y4}	92
Tableau IV.23: Ferrailage de voile V_{y2} , V_{y4}	95
Tableau IV.24: Ferrailage de voile V_{y1} , V_{y3}	96
Tableau IV.25: Ferrailage de voile V_{x1} , V_{x4}	97
Tableau IV.26: Ferrailage de voile V_{x2} , V_{x3}	98

Chapitre V

Tableau V.1: Les sommes de efforts normaux sur les différentes files des semellesfilantes.	101
Tableau V.2: Ferrailage de radier.....	106
Tableau V.3: Vérification des contraintes à l'ELS.....	107
Tableau V.4: Calcul des armatures à l'ELS.	107
Tableau V.5: Répartition des charges selon sens considérer	109
TableauV.6:Les chargements sur les travées sens X-X.....	110
TableauV.7: Les chargements sur les travées sens Y-Y.....	110
Tableau V.8: Les sollicitations à l'ELU sens X-X.....	111
Tableau V.9: Les sollicitations à l'ELS sens Y-Y.....	111
Tableau V.10: Calcul de ferrailage.....	112
Tableau V.11: Vérification des contraintes à l'ELS.....	113
Tableau V.12:Le calcul des armatures à l'ELS.....	114
Tableau V.13: Ferrailage des nervures sens (X-X).....	114
Tableau V.14: Ferrailage des nervures sens (Y-Y).....	114
Tableau V.15: Le calcul de ferrailage.....	117

Tableau V.16: Vérification des contraintes à l'ELS.....	118
Tableau V.17: Calcul des armatures à l'ELS.....	118

Liste des figures

Chapitre II

Figure II. 1: Coupe transversale d'un plancher à cors creux.....	6
Figure II. 2: Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants.	7
Figure II. 3: Schéma d'une poutrelle.....	7
Figure II. 4: Schéma des différents types de dalles.....	8
Figure II. 5: Illustration d'un escalier	9
Figure II. 6: Schéma des poutrelles.....	15
Figure II. 7: Coupe transversale d'un voile.....	16
Figure II. 8: Illustration en 3D d'un poteau	16
Figure II. 9: Moment d'une poutre à deux travées.....	23
Figure II. 10: Moment d'une poutre à plusieurs travées.....	23
Figure II. 11: Schéma des efforts tranchants.....	24
Figure II. 12: schéma de type.....	24
Figure II. 13: schéma d'une poutrelle.....	27
Figure II. 14: Schéma des différents types de dalles.....	36
Figure II. 15: Schéma de ferrailage de (D1).	42
Figure II. 16: Schéma de ferrailage de (D2).	42
Figure II. 17: Schéma de ferrailage de (D3).	42
Figure II. 18: Schéma de ferrailage de (D3).	42
Figure II. 19: Schéma de ferrailage de (D4).	42
Figure II. 20: Schéma statique de volées (1 et 3).....	43
Figure II. 21: Schéma statique de volées (1 et 3).....	43
Figure II.22: Schéma de 1 ^{er} tronçon.....	44
Figure III.23: Schéma de 2 ^{er} tronçon.....	44
Figure II.24: Schéma de volée intermédiaire 2.....	46
Figure II.25: Schéma de ferrailage de la volée (1 et 3).....	47
Figure II.26: Schéma de ferrailage de volée (2).....	47
Figure II.27: Schéma de la poutre brisé.....	48
Figure II.28: Schéma de ferrailage de la poutre brisé.....	50
Figure II.29: Dimensions de l'ascenseur.....	51
Figure II.30: Ferrailage de la dalle au-dessous.	53
Figure II.31: Illustration de la surface d'impact.....	53
Figure II.32: Ferrailage de dalle des machines.....	57
Figure II.33: Schémas de l'acrotère.....	57
Figure II.34: Ferrailage de l'acrotère.....	61
Figure II.35: schéma statique d'une poutre de chaînage.....	62
Figure II.36: Ferrailage de la poutre de chaînage.....	63

Chapitre III

Figure III. 1: Les différentes méthodes de calcul.	65
Figure III. 2: Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS 16.....	68
Figure III. 3: Vu en plan de la disposition des voiles de contreventement.	69
Figure III.4: Vu en 3D de la disposition des voiles réaliser avec le logiciel ArchiCAD 16...69	69
Figure III. 5: Translation selon l'axe X-X (mode de vibration 1).....	70
Figure III. 6: Translation selon l'axe Y-Y (mode de vibration 2).....	70
Figure III. 7: Torsion selon l'axe Z-Z (mode de vibration 3).	71

Chapitre IV

Figure IV. 1: Section du poteau	87
Figure IV.2: Répartition des moments.....	89
Figure IV.3: Zone tendue et zone courante dans un voile.....	93
Figure IV.4: Schéma de ferrailage de voile Vy_2, Vy_4	99
Figure IV.5: Schéma de ferrailage de voile Vx_2, Vx_3	99

Chapitre V

Figure V. 1: Vu en 3D d'une semelle isolé.....	101
Figure V. 2: Les différentes files des semelles filantes.....	101
Figure V. 3: Vu en 3D d'une semelle filante.	101
Figure V. 4: Vu en 3D d'un radier nervurer.	102
Figure V. 5: Schémas de ferrailage du radier.	108
Figure V.6: Schéma des lignes de ruptures.....	108
Figure V.7: Vu en 3D d'une nervure.....	112
Figure V.8: Vu en 3D des voiles périphériques réaliser avec le logiciel ArchiCAD 16.....	115
Figure V.9: Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	119

TABLELE DES MATIERES

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Généralité

I.1 Introduction.....	2
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2.1 Caractéristiques architecturales	2
I.2.2 Caractéristiques du sol	2
I.2.3 Choix de contreventement	2
I.3 Règlement et normes utilisés.....	2
I.4 Les états limites.....	3
I.4.1 Etat limite ultime ELU	3
I.4.2 Etat limite de service ELS.....	3
I.5 Actions.....	3
I.5.1 Les Actions Permanentes (G)	3
I.5.2 Les Actions Variables (Q)	3
I.5.3 Les Actions Accidentelles (FA).....	3
I.6 Les combinaisons de calcul (RPA 99/version 2003).....	4
I.6.1 Situations durables	4
I.6.2 Situations accidentelles	4
I.7 Les sollicitations.....	4
I.7.1 Sollicitations simples	4
I.7.2 Sollicitations composées.....	4
I.8 Conclusions.....	5

Chapitre II : Pré-dimensionnement et l'étude des éléments

II.1 Introduction.....	6
II.2 Pré dimensionnement des éléments.....	6
II.2.1 Pré dimensionnement des éléments non structuraux	6
II.2.1.1 les planchers	6
II.2.1.2 Acrotère	8
II.2.1.3 Pré –dimensionnement des escaliers	9
II.2.1.4 Ascenseur :	11
II.2.1.5 Evaluation des charges et des surcharges :	11
II.2.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux	14
II.2.2.1 Les poutres.....	14
II.2.2.2 Les voiles.....	15
II.2.2.3 Les poteaux.....	16
II.3 Etude des éléments non structuraux.....	22
II.3.1 Les planchers	22
II.3.1.1 Plancher à corps creux.....	22
II.3.1.2 Plancher à dalle pleine.....	36

II.3.2 Les Escaliers	43
II.3.2.1 Etude des volées (1 et 3).....	43
II.3.2.2 Etude de la volée intermédiaire 2 (console).....	46
II.3.2.3 Etude de la poutre brisée.....	48
II.3.3 Etude de l'ascenseur	51
II.3.3.1 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	51
II.3.3.2 Etude de la dalle de machine.....	53
II.3.4 Etude de l'acrotère.....	51
II.3.4.1 Evaluation de charge	51
II.3.4.2 Calcul des sollicitations.....	52
II.3.4.3 Ferrailage.....	53
II.3.4.4 Vérification à l'ELU	53
II.3.4.5 Vérifications à l'ELS.....	54
II.3.4.6 Schémas ferrailage.....	55
II.3.5 Etude de la poutre de chaînage	62
II.3.5.1 Dimensionnement.....	56
II.3.5.2 Selon la condition de la flèche.....	56
II.3.5.3 Calcul des sollicitations.....	56
II.3.5.4 Vérification à l'ELU.....	57
II.3.5.5 Vérification à l'ELS.....	57
II.3.5.6 Schéma de ferrailage.....	57
II.4 Conclusion.....	64

Chapitre III : Etude dynamique

III.1 Introduction.....	65
III.2 Méthodes utilisables.....	65
III.2.1 Méthode statique équivalente.....	65
III.2.2 Méthode dynamique modale spectrale.....	65
III.2.2.1 Principe.....	65
III.2.2.2 Modélisation.....	65
III.2.3. Méthode dynamique par accélérogramme	65
III.3 Calcul de la force sismique V_{st}	65
III.3.1 Coefficient d'accélération de la zone.....	66
III.3.2 Coefficient de comportement global de la structure.....	66
III.3.3 Facteur d'amplification dynamique.....	66
III.3.4 Facteur de qualité.....	67
III.3.5 Poids total de la structure.....	67
III.4 Spectre de réponse de calcul.....	68
III.5 Modélisation et résultats.....	68
III.5.1 Disposition des voiles de contreventement.....	68
III.5.2 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	69
III.5.2.1 Mode de vibration et taux de participation des masses.....	69
III.5.2.2 Les modes de vibrations.....	70

III.5.2.3	Vérification de la résultante des forces sismiques.....	71
III.5.2.4	Justification de l'interaction (voiles-portiques).....	71
III.5.2.5	Vérification de l'effort normal réduit.....	73
III.5.2.6	Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	73
III.5.2.7	Justification vis à vis de l'effet P-Delta	74
III.6	Conclusion.....	75

Chapitre IV: Etude des éléments structuraux

IV.1	Introduction.....	76
IV.2	Les combinaisons de calcul.....	76
IV.3	Etude des poutres.....	76
IV.3.1	Sollicitations et ferrailages des poutres.....	76
IV.3.1.1	Poutres principales (30×40)	76
IV.3.1.2	Poutres secondaires (30×40).....	77
IV.3.2	Recommandation du RPA99/2003.....	77
IV.3.2.1	Armatures longitudinales.....	77
IV.3.2.2	Armatures transversales.....	78
IV.3.3	Vérification à l'ELU	78
IV.3.3.1	Condition de non fragilité.....	78
IV.3.3.2	Contrainte tangentielle.....	78
IV.3.3.3	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	78
IV.3.4	Vérification à l'ELS	79
IV.3.4.1	Etat limite de compression du béton.....	79
IV.3.4.2	Etat limite de déformation.....	79
IV.3.5	Schémas de ferrailage	80
IV.3.5	Schémas de ferrailage des poutres principales.....	80
IV.3.5	Schémas de ferrailage des poutres secondaires.....	81
IV.4	Etude des poteaux	82
IV.4.1	Sollicitations et le ferrailage longitudinal	83
IV.4.1.1	ferrailage longitudinal	83
IV.4.1.2	ferrailage transversal	84
IV.4.2	Vérification à L'ELU.....	85
IV.4.2.1	Vérification au flambement	85
IV.4.3	Vérification à L'ELS.....	86
IV.4.3.1	Vérification des contraintes	86
IV.4.3.2	Vérification des contraintes de cisaillements RPA99/V2003	87
IV.4.4	Schémas de Ferrailages des poteaux.....	88
IV.4.5	Vérification de la zone nodale Le RPA99/version2003 (Art 7.6.2).....	89
IV.4.5.1	Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres.....	89
IV.4.5.2	Vérification des zones nodales selon le sens principale	90
IV.4.5.3	Vérification des zones nodales selon le sens secondaire	91

IV.5 Etude des voiles.....	91
IV.5.1 Exigence du RPA	91
IV.5.2 Recommandation du RPA99 version 2003.....	92
IV.5.2.1 Armatures verticales.....	92
IV.5.2.2 Armatures Horizontal.....	92
IV.5.2.3 Armatures Transversales.....	92
IV.5.3 Sollicitations et le ferrailage longitudinal.....	92
IV.5.3.1 Détermination des longueurs (tendue et comprimée).....	93
IV.5.3.2 Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante).....	94
IV.5.3.3 Armatures minimales dans tout le voile.....	94
IV.5.3.4 Espacement des barres verticales.....	94
IV.5.3.5 Armatures horizontales.....	94
IV.5.3.6 Espacement des barres horizontales.....	94
IV.5.4 Schémas de ferrailage.....	99
IV.6 Conclusion.....	99

Chapitre V : Etudes des fondations

V.1 Introduction :	100
V.2 Choix du type de fondation :	100
V.3 Combinaisons de calcul.....	100
V.4 Etude des fondations.....	100
V.4.1 Vérification de la semelle isolée	100
V.4.2 Vérification de la semelle filante.....	101
V.4.3 Etude du radier	102
V.4.3.1 Pré dimensionnement :	102
V.4.3.2 Vérification des contraintes dans le sol	103
V.4.3.3 Vérification au cisaillement.....	104
V.4.3.4 Vérification au poinçonnement	104
V.4.3.5 Vérification de la poussée hydrostatique.....	105
V.4.3.6 Vérification de la stabilité au renversement	105
V.4.3.7 Ferrailage du radier	105
V.4.3.8 Vérification à l'ELU	106
V.4.3.9 Vérifications à l'ELS.....	107
V.4.3.10 Schéma de ferrailage	108
V.4.4 Etude des nervures.....	108
V.4.4.1 Méthode de calcul.....	108
V.4.4.2 Calcul de chargement.....	109
V.4.4.3 Ferrailage des nervures.....	111
V.4.4.4 Vérification à l'ELU.....	112
V.4.4.5 Vérification des contraintes à l'ELS.....	113
V.4.4.6 Schéma se ferrailage.....	114
V.5 Etude de voile périphérique.....	113
V.5.1 Introduction.....	115
V.5.2 Dimensionnement des voiles.....	115

V.5.3	Caractéristiques du sol.....	115
V.5.4	Evaluation des charges et surcharges.....	115
V.5.5	Méthodologie de calcul.....	116
V.5.6	Ferraillage du voile périphérique.....	116
V.5.7	Vérification à l'ELU.....	117
V.5.7.1	Espacements.....	117
V.5.7.2	Vérification de condition de non fragilité.....	117
V.5.7.3	Vérification d'efforts tranchants.....	117
V.5.7.4	Vérification au cisaillement.....	117
V.5.8	Vérification à l'ELS.....	118
V.5.8.1	L'état limite d'écrasement de béton.....	118
V.5.9	Schéma se ferraillage.....	119
V.6	Conclusion.....	119
	Conclusion générale.....	120

Introduction général

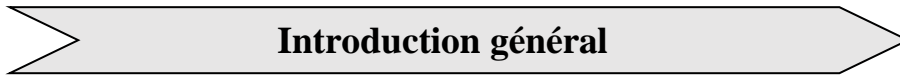
Le Génie civil est un domaine technique qui englobe les travaux public et le bâtiment. Il recouvre l'ensemble d'étude, réalisation et exploitation d'ouvrages des constructions et d'infrastructures urbaines.

L'ingénieur en génie civil s'occupe de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont il assure la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité de public et la protection de l'environnement. Ainsi que il repose sur l'objectif comment combiner un ensemble de matériaux afin de résister à des charges, tel que il doit tenir en compte de l'action sismique agissant sur la structure lors d'un séisme, celle-là est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par le sol et la rigidité de la structure, sous l'effet d'exécution fondamentalement dynamique, Pour accomplir une fonction principale.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur applique le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet de notre étude est un bâtiment en (R+8) à usage multiple, contreventé par un système mixte (voiles- portiques), inclus six chapitres.

- ❖ Le premier chapitre : présentation de projet et les principes de calcul.
- ❖ Le deuxième chapitre : pré dimensionnement et l'étude des éléments.
- ❖ Le troisième chapitre : l'étude dynamique.
- ❖ Le quatrième chapitre : calcul des éléments structuraux.
- ❖ Le cinquième chapitre : l'étude de l'infrastructure



Introduction général



Chapitre I :

Généralités

I.1 Introduction

La réalisation d'un projet en génie civil nécessite, une reconnaissance caractéristiques des matériaux utilisés, et géométriques de la structure étudié. Pour cet objectif ce chapitre est Conformé.

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui nous a affectés dans le cadre de notre projet fin d'étude, est un immeuble à usage multiple (habitation/bureaux et commerces), situé en ville dans wilaya de BOUIRA. Est composé d'un (R+8 avec un sous-sol et un entre sol), qui dont la hauteur ne dépasse pas 48m, ce qu'il apparait au group d'usage 2.

I.2.1 Caractéristiques architecturales

- La hauteur totale du bâtiment : 35,94 m
- La hauteur du sous-sol : 3,20 m
- La hauteur du l'entre sol : 4,08 m
- La hauteur de RDC : 4,08 m
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m
- La largeur en plan : 15,60 m.
- La longueur en plan : 28,57 m.

I.2.2 Caractéristiques du sol

- Le sol étudié est constitué des terrains caillouteux et limoneux.
- Le site situé sur une plateforme plate.
- Selon la nature géotechnique le sol est classé en catégorie S2.
- L'ancrage des fondations est à 2,4 m de profondeur à partir de la cote de terrain naturel.
- La contrainte admissible de sol est $\sigma_{adm} = 1,5$ bars.

I.2.3 Choix de contreventement

Le bâtiment étudié présente une hauteur totale de 35,94 m, ce qui nécessite selon le RPA99/V2003, l'utilisation d'un système de contreventement par voiles. Alors on suppose préalablement le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction portiques-voiles.

- ❖ Classification de sol :
Bouira est classé en zone IIa (moyenne sismicité).
- ❖ Classification de l'ouvrage :
L'ouvrage est classé selon son importance en groupe 2.
- ❖ Bâtiment d'habitation dont la hauteur qui dépasse 14 m.

I.3 Règlement et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément au règlement suivant :

- DTR BC 2.48 : (Règles parasismiques algérienne RPA 99 / version 2003).
- DTR BC 2.41 : (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

- DTR BC 2.2 : (charges permanentes et d'exploitations).
- DTR BC 2.331 : (Règles de calcul des fondations superficielles).
- Béton aux états limites BAEL 91 / version 99.

I.4 Les états limites

I.4.1 Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

I.4.2 Etat limite de service ELS

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

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

I.5 Actions

On appelle actions, les forces et les couples dues aux charges appliquées déformations imposées à une construction, elles proviennent donc :

I.5.1 Les Actions Permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Poids propre de la structure ;
- Cloisons, revêtements, superstructures fixes ;
- Poussée des terres, de l'eau.

I.5.2 Les Actions Variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

I.5.3 Les Actions Accidentelles (FA)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très faibles, mais peuvent causer des dégâts importants :

- Séismes ;
- Explosions ;
- Chocs de véhicules ou de bateaux.

I.6 Les combinaisons de calcul (RPA 99/version 2003)

I.6.1 Situations durables

$$\begin{cases} \text{ELU} : 1.35 \times G + 1.5 \times Q. \\ \text{ELS} : G + Q. \end{cases}$$

I.6.2 Situations accidentelles

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

I.7 Les sollicitations

Sont des différents efforts (effort normal, effort tranchant et moment de flexion et de torsion) développés dans une combinaison d'action.

On distingue deux types de sollicitation :

I.7.1 Sollicitations simples

- Extension ou traction simple.
- Compression simple.
- Cisaillement.
- Torsion simple.
- Flexion simple.

I.7.2 Sollicitations composées

Il est rare qu'une poutre soit uniquement tendue, comprimée, cisailée, tordue ou fléchie. En général les forces qui lui sont appliquées la soumettent à plusieurs sollicitations simultanées. Les sollicitations composées les plus fréquentes sont :

- Flexion avec compression ou traction.
- Flexion avec torsion.
- Torsion avec compression ou traction.

I.8 Conclusions

Les Caractéristiques du sol et des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure selon laboratoire géotechnique sont résumées sur les tableaux suivant :

Ancrage D(m)	2,4
Poids volumique du sol γ (KN/m ³)	20
Angle de frottement φ°	10
Cohésion C (bars)	0,14
Contrainte admissible σ_{adm} (bars)	1,50

Tableau I.1: Caractéristiques du sol.

béton	acier
<p>La résistance à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.</p> <p>La résistance à la traction : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.</p> <p>Contrainte limite à l'ELU :</p> <p>Situation durable : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.</p> <p>Situation accidentelle : $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$.</p> <p>Contrainte limite à l'ELS : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.</p> <p>$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$.</p> <p>$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$.</p>	<p>Limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$.</p> <p>Module d'élasticité : $E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.</p> <p>Contrainte de calcul à l'ELU :</p> <p>Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.</p> <p>Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.</p> <p>Contrainte à l'ELS :</p> <p>FN : $\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$</p> <p>FTN : $\bar{\sigma}_s = 164,97 \text{ Mpa}$</p>

Tableau I.1: Caractéristiques des matériaux utilisés.



Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre consiste à fixer, des sections suffisantes de différents éléments de la structure. Ainsi que une étude détaillée de ces éléments, à partir d'une procédure de calcul suivi une réglementation en vigueur (**RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93**). Afin d'assurer une bonne transmission d'actions et sollicitations au sol.

II.2 Pré dimensionnement des éléments

II.2.1 Pré dimensionnement des éléments non structuraux

II.2.1.1 les planchers

Sont des aires horizontaux, séparant deux niveaux d'un bâtiment destiné à reprendre les charges et les surcharges, et à les transmettre aux éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles), ainsi que l'assurance de confort thermique et caustique.

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté deux types de planchers :

- plancher à corps creux.
- plancher à dalle pleine.

❖ Plancher à corps creux

Sont des planchers composés d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Leurs épaisseur doit satisfaire la condition de flèche donnée par :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{455-30}{22.5} = \frac{425}{22.5} = 18,89\text{cm} \quad \Rightarrow h_t \geq 18,89\text{cm}.$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de (16+4) cm :

- $h = 16$ cm : hauteur du corps creux.
- $h_0 = 4$ cm : hauteur de la dalle de compression.

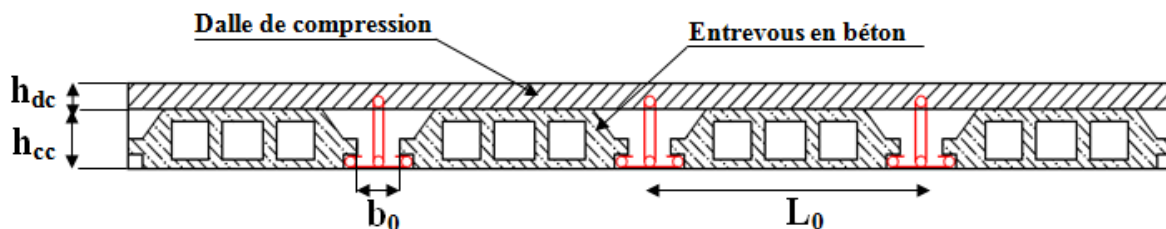


Figure II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

♣ Poutrelles

Sont des sections en T en béton armé ou préfabriquées formant l'ossature d'un plancher, composées d'une nervure solidaire avec la dalle de compression, elles seront calculées à la

Flexion simple. Suivant une disposition satisfaisante les deux critères c'est de dessous :

- ◇ Critère de petit porté (afin de diminuer la flèche).
- ◇ Critère de continuité (le maximum d'appuis).

1) disposition des poutrelles

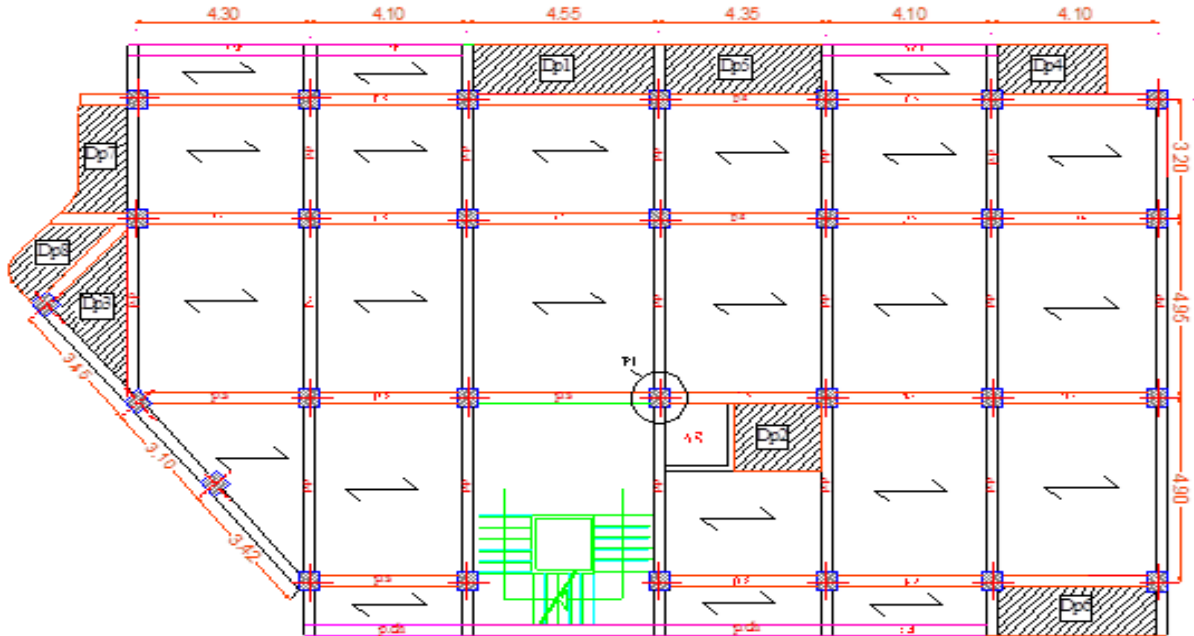


Figure II.2: Schéma de la disposition des poutrelles pour les étages courants.

2) pré dimensionnement des poutrelles

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

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) \times h_t$.

$b_0 = (8 \text{ à } 16) \Rightarrow b_0 = 10 \text{ cm}$.

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$.

L_y : travée minimale dans le sens de disposition des poutrelles.

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{410}{10}\right) \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

Ce qui donne $b = 65 \text{ cm}$.

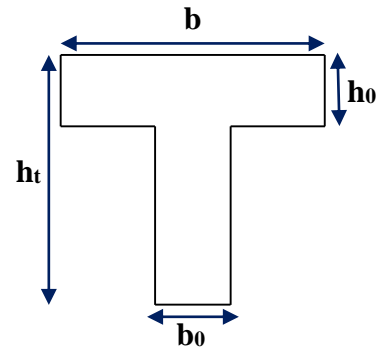


Figure II.3: Schéma d'une poutrelle.

❖ Plancher à dalle pleine

C'est une plaque horizontale en béton armé, reposant sur un système porteurs (voiles, poutres...), elle nécessite la mise en place de coffrage. Son épaisseur est déterminée à base des critères ci-après :

a) Critère de résistance au feu (CBA93)

- ✓ $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- ✓ $e \geq 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

b) Critère de résistance à la flexion

- ✓ $e \geq \frac{lx}{20}$ pour les dalles reposant sur un appui.
- ✓ $\frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30}$ pour les dalles reposant sur deux appuis.
- ✓ $\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$ pour les dalles reposant sur trois ou quatre appuis.

c) Isolation phonique

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

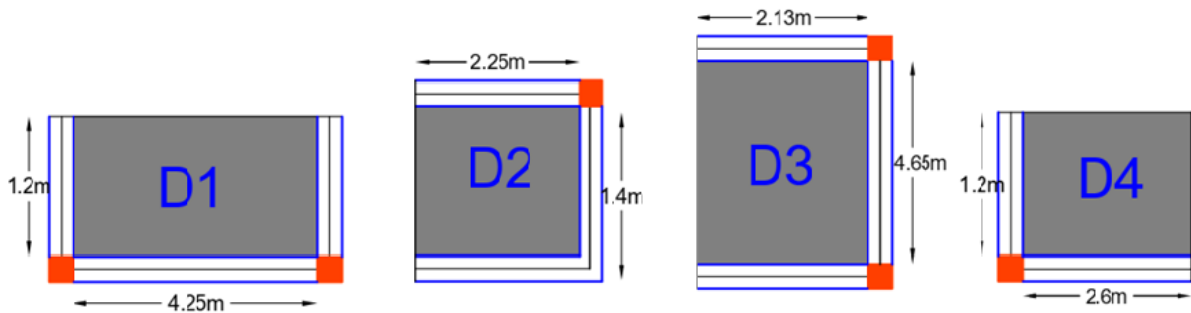


Figure II.4: Schéma des différents types de dalles.

Types	$\rho = lx/ly$	e (m)	Evaluation
D1 : Dalle sur trois appuis	$0,28 < 0,4$	$\frac{120}{50} = 2,4 \leq e \leq \frac{120}{40} = 3$	D'après le critère de résistance à la flexion et au coupe-feu en prend $e = 12$ cm.
D2 : Dalles sur trois appuis	$0,62 > 0,4$	$\frac{225}{50} = 4,5 \leq e \leq \frac{225}{40} = 5,6$	D'après le critère de résistance à la flexion, au coupe-feu et isolation phonique en prend $e = 14$ cm.
D3 : Dalle sur trois appuis	$0,46 < 0,4$	$\frac{213}{50} = 4,26 \leq e \leq \frac{213}{40} = 5,33$	D'après le critère de résistance à la flexion, au coupe-feu et isolation phonique en prend $e = 14$ cm.
D4 : Dalle sur deux appuis	$0,46 > 0,4$	$\frac{120}{35} = 3,4 \leq e \leq \frac{120}{30} = 4$	D'après le critère de résistance à la flexion et au coupe-feu en prend $e = 12$ cm.

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des différents types de dalles.

II.2.1.2 Acrotère

C'est un élément secondaire en béton armé, ont un rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme en forme et le plancher terrasse. Elle est considéré comme une console encastree au niveau de plancher.

$$S = S_1 + S_2 + S_3.$$

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,07) + [(0,1 \times 0,03) \times \frac{1}{2}] \Rightarrow S = 0,0685 \text{ cm}^2.$$

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Poids propre	25	—	1,7125
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge pérennante	G = 1,9825 (KN/ml)		
Charge d'exploitation	Q = 1 (KN/ml)		

Tableau II.2 : Evaluation des charges sur l'acrotère.

II.2.1.3 Pré-dimensionnement des escaliers

Sont des éléments constitués d'une suite régulière de marches, permettant le passage d'un niveau à un autre, coulés sur place en béton armé.

Dans notre projet on a trois types d'escalier, la première cage au niveau de sous-sol en bois, la deuxième au niveau de l'entre sol jusqu'au rez de chaussé, et la troisième cage qui se localise à tous les niveaux du bâtiment sauf le sous-sol.

H : la hauteur du palier ;

L_0 : longueur projetée de la volée ;

L_v : longueur de la volée ;

L_p : longueur du palier départ ;

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

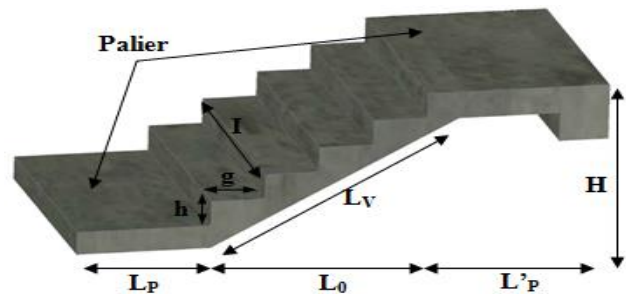


Figure II.5: Illustration d'un escalier

A) Cage d'escalier de type 1 :

1) Escalier de RDC :

Numéro d'étage	Volée (1,3)	Volée 2	H(m) d'étage
H(m)	1,53	1,02	4,08
n	9	6	
n-1	8	5	
g(cm)	30	30	
h (cm)	17	17	
$\alpha = \text{tg}_-1\left(\frac{H}{L_0}\right)$	32,52	34,21	
$L_v(m) = \sqrt{l_0^2 + H^2}$	2,85	1,81	
$L(m) = L_{p1} + L_v + L_{p2}$	6,70	1,5	
$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$	22		

Tableau II.3: Pré dimensionnement de l'escalier de RDC.

2) Escalier 1^{er} étage service :

Numéro d'étage	Volée 1,3	Volée 2	H(m) d'étage
H(m)	1,19	1,02	3,40
n	7	6	
n-1	6	5	
g(cm)	30	30	
h (cm)	17	17	
$\alpha = \text{tg}_1\left(\frac{H}{L_0}\right)$	33,46	34,21	
$L_V(m) = \sqrt{l_0^2 + H^2}$	2,15	1,81	
$L(m) = L_{P1} + L_V + L_{P2}$	6,6	1,5	
$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$	22		

Tableau II.4: Pré dimensionnement de l'escalier 1er étage service.

3) Escalier d'étage courant :

Numéro d'étage	Volée 1,3	Volée 2	H(m) d'étage
H(m)	1,02	1,02	3,06
n	6	6	
n-1	5	5	
g(cm)	30	30	
h (cm)	17	17	
$\alpha (^\circ) = \text{tg}_1\left(\frac{H}{L_0}\right)$	34,21	34,21	
$L_V(m) = \sqrt{l_0^2 + H^2}$	1,81	1,81	
$L(m) = L_{P1} + L_V + L_{P2}$	6,56	1,5	
$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$	22		

Tableau II.5: Pré dimensionnement de l'escalier étage courant.

B) Cage d'escalier de type 2 :

Numéro d'étage	Volée 1,3	Volée 2	H(m) d'étage
H(m)	1,19	1,02	3,40
n	7	6	
n-1	6	5	
g(cm)	30	30	
h (cm)	17	17	
$\alpha = \text{tg}_1(H/l_0)$	33,46	34,21	
$L_V(m) = \sqrt{l_0^2 + H^2}$	2,15	1,81	
$L(m) = L_{P1} + L_V + L_{P2}$	6,6	1,5	
$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$	22		

Tableau II.6: Pré dimensionnement de l'escalier RDC.

✓ Vérification de la formule de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 28 = 63 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

II.2.1.4 Ascenseur :

C'est un appareil constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique, servant au déplacement verticale personnes et des chargements vers les différents niveaux du bâtiment.

Dans notre projet l'ascenseur utilisé pour (08) personnes dont les caractéristiques suivantes :

- L_x : longueur de l'ascenseur 1,7 m.
- L_y : largeur de l'ascenseur 1,4 m.
- H : hauteur du l'ascenseur 220 cm.
- V : la vitesse d'ascenseur 0,63 m/s.
- F_c : charge due à la cuvette 58 KN.
- P_m : charge due à l'ascenseur 15 KN.
- D_m : charge due à la salle des machines 51 KN.
- La charge nominale est de 630 kg.

$$g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 72,30 \text{ KN.S} = L_x \times L_y = 1,7 \times 1,4 = 2,38 \text{ m}^2.$$

Désignation	γ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle en béton armé	25	0,20	5
Mortier de pose	20	0,03	0,6
Isolation thermique	—	—	0,1
Revêtement dallage colle	22	0,02	0,44
Charge pérennante	$G' = 6,14 \text{ (KN/m}^2\text{)}$		
Poids de la machine	$G'' = F_c/S = 58/2,38 = 24,36 \text{ KN/m}^2$		
Charge totale	$G_T = G' + G'' = 30,5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$		
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$		

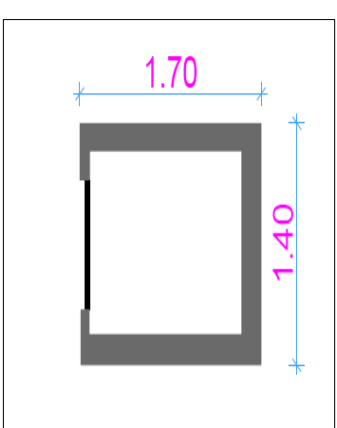


Tableau II.7: Evaluation des charges sur l'ascenseur

II.2.1.5 Evaluation des charges et des surcharges :

➤ Plancher à corps creux :

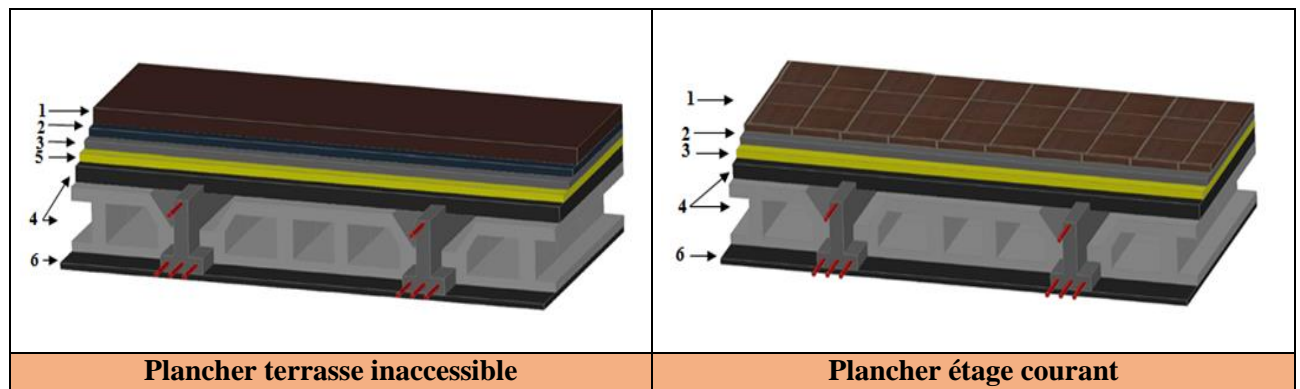


Tableau II.8: Illustration en 3D des planchers à corps creux.

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0,04	20	0,8
Multicouche d'étanchéité	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,04	0,25	0,01
Forme de pente	0,1	22	2,2
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Plancher à corps creux (16+4)	0,20	—	2,85
Charge permanente G			6,25
Charge d'exploitation Q			1

Tableau II.9: Evaluation des charges sur des planchers terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Cloison de séparation	0,1	10	1
Plancher à corps creux (16+4)	0,20	—	2,85
Charge permanente G			5,28
Charge d'exploitation Q (commerciale)			5
Charge d'exploitation Q (bureaux)			2,5
Charge d'exploitation Q (habitation)			1,5

Tableau II.10: Evaluation des charges sur des planchers d'étage courant.

➤ Plancher à dalle pleine :

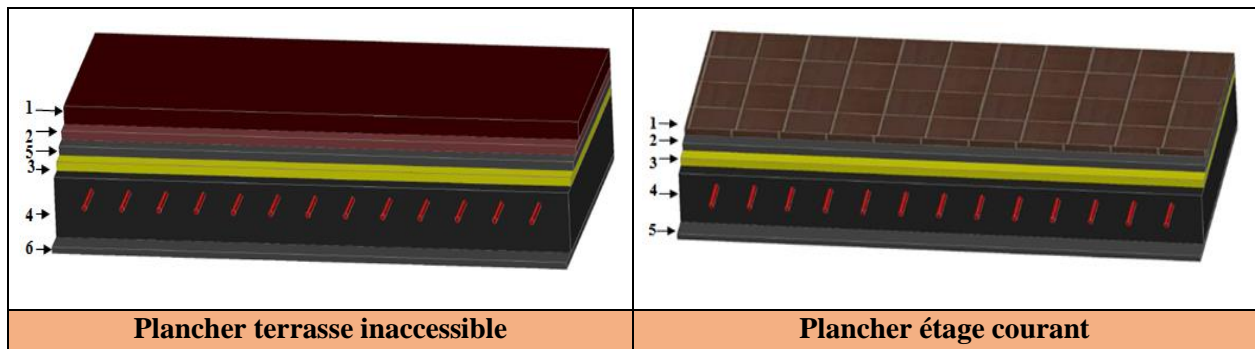


Tableau II.11: Illustration en 3D des planchers à dalles pleines.

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0,04	20	0,8
Multicouche d'étanchéité	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,04	0,25	0,01
Forme de pente	0,1	22	2,2
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Dalle pleine	0,14	25	3,5
Charge permanente G			6,90
Charge d'exploitation Q			1

Tableau 12: Evaluation des charges des planchers T. Inaccessible en dalles pleines.

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Cloison de séparation	0,1	10	1
Dalle pleine	0,14	25	3,5
Charge permanente G			5,93
Charge d'exploitation Q (commerciale)			5
Charge d'exploitation Q (bureaux)			2,5
Charge d'exploitation Q (habitation)			1,5

Tableau II.13: Evaluation des charges des planchers d'étage courant en dalle pleine.

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Dalle pleine	0,12	25	3
Charge permanente G			4,43
Charge d'exploitation Q (balcons)			1,5

Tableau 14: Evaluation des charges sur les balcons.

➤ L'escalier

Illustration 3D				
Désignation des éléments		e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	Horizontal	0,02	20	0,4
	Vertical	$0,02 \times (h/g)$	20	0,22
Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0,4
	Vertical	$0,02 \times (h/g)$	20	0,22
Poids des marches		$(h/2)$	22	1,87
Paillasse		$(e/\cos\alpha)$	25	6,49
Enduit de ciment		$(0,015/\cos\alpha)$	18	0,31
Charge permanente G				9,91
Charge d'exploitation Q				2,5

Tableau 15: Evaluation des charges sur la volée 2,4 entre sol et RDC.

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Dalle pleine	0,22	25	5,5
Charge permanente G			6,93
Charge d'exploitation Q			2,5

Tableau 16: Evaluation des charges sur les paliers.

	Volées	e (m)	α (°)	Poids (KN/m ²)
Entre sol et RDC	Volée 1,3	0,22	32,52	9,95
	Volées 2		34,21	10,08
1 ^{er} étage service	Volée 1,3		33,47	10,02
	Volées 2		34,21	10,08
étage courant	Volée 1,3		35,12	10,16
	Volée 2		34,21	10,08

Tableau 17: Evaluation des charges sur des différentes volées.

➤ Murs extérieurs en doubles cloisons :

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0,015	10	0,15
Brique creuse	0,15	9	1,35
Lame d'aire	0,05	—	—
Brique creuse	0,10	9	0,9
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanente G			2,67

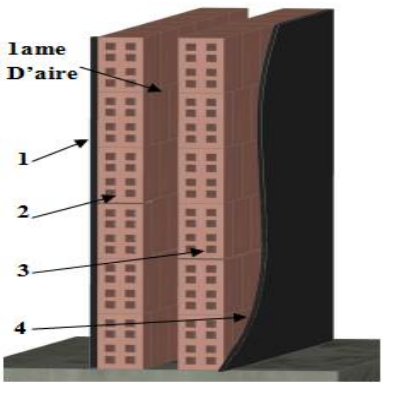


Tableau 18: Evaluation des charges dans les murs.

II.2.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.2.2.1 Les poutres :

Sont des éléments porteuses rectiligne en béton armé, elles reçoivent des charges transmises par des poutrelles et les répartie aux poteaux sur lesquels se reposent. On distingue deux types (poutres principales, poutres secondaires).

- On suppose $b_{poutres} = 30$ cm.

Selon le BAEL91 dimensionnement des poutres doivent satisfaire la condition de flèche suivante:

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

- L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

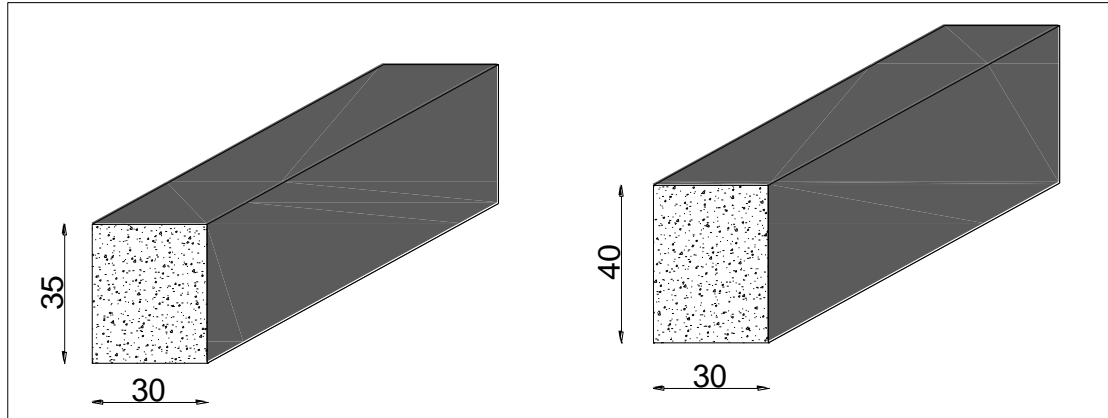


Figure II.6: Schéma des poutres.

A) poutres principales

$$L_{\max} = 495 - 30 = 465 \text{ cm.}$$

$$\frac{465}{15} = 31 \text{ cm} \leq h \leq \frac{465}{10} = 46,5 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des exigences de RPA99/2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ 1/4 \leq h/b \Rightarrow 0,25 \leq 1,33 \dots\dots\dots \text{vérifié.} \end{array} \right. \quad \text{(RPA99/2003 Artc.7.5.1).}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×40) cm².

B) poutres secondaires

$$L_{\max} = 455 - 30 = 425 \text{ cm.}$$

$$\frac{425}{15} = 28,33 \text{ cm} \leq h \leq \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire (b×h) = (30×35) cm².

➤ **Vérification des exigences de RPA99/2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié.} \\ 1/4 \leq h/b \Rightarrow 0,25 \leq 1,16 \dots\dots\dots \text{vérifié.} \end{array} \right. \quad \text{(RPA99/2003 Artc.7.5.1).}$$

II.2.2.2 Les voiles

Sont des éléments porteurs verticaux d'une section rectangulaire, à faible épaisseur devant la longueur, destinés à reprendre les charges horizontales ainsi que les charges verticales.

Selon le RPA99 (article 7.7.1), les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions

Suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$ (1).
- $e \geq \frac{h_e}{20}$ (2).
- $L \geq 4e$ (3).

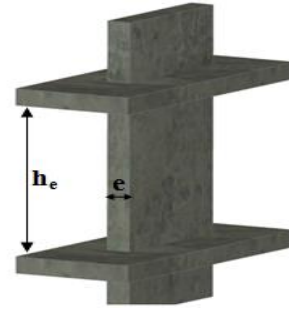


Figure II.7: coupe transversale d'un voile.

Dans notre cas les hauteurs libre des différents niveaux sont présentés dans le tableau suivant :

Niveaux	$h_e = H_{\text{étage}} - h_{ps}$	$e \geq h_e/20$	e (cm)	$L \geq 4e$
Sous-sol	$3,20 - 0,35 = 2,85 \text{ m}$	$e \geq 14,25 \text{ cm}$	20 cm	$L \geq 80 \text{ cm}$
Entre sol et RDC	$4,08 - 0,35 = 3,73 \text{ m}$	$e \geq 18,65 \text{ cm}$	20 cm	$L \geq 80 \text{ cm}$
1 ^{er} Etage	$3,40 - 0,35 = 3,05 \text{ m}$	$e \geq 15,25 \text{ cm}$	20 cm	$L \geq 80 \text{ cm}$
Etage courant	$3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$	$e \geq 13,55 \text{ cm}$	20 cm	$L \geq 80 \text{ cm}$

Tableau II.19: pré dimensionnement des voiles.

II.2.2.3 Les poteaux :

Sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, qui transmettent les charges verticales ainsi que horizontales aux fondations.

Les dimensions de la section transversale des poteaux se fait selon les conditions ci-après :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de la forme (flambement).
- Conditions de RPA :

$$\begin{cases} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm.} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \end{cases}$$



Figure II.8: Illustration en 3D d'un poteau.

❖ **Surface afférente**

Dans le but d'estimer le poteau le plus sollicité, on effectue le calcul de la surface afférente relative au poteau (P1), avec des dimensions de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$, et une section des poteaux de dimensions préliminaires définies ci-après pour le calcul des poids propres, ainsi que la décente de charge.

$S_{aff} = \xi S_i$

Niveau	Sous So l + E.Sol + RDC	1 ^{er} + 2 ^{eme}	3 ^{eme} + 4 ^{eme}	5 ^{eme} + 6 ^{eme}	7 ^{eme} + 8 ^{eme}	9 ^{eme}
Section	(55×55)	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)	(30×30)

Tableau II.20: pré dimensionnement des poteaux.

Plancher de sous-sol	Plancher de l'entre sol
$\begin{cases} S_1 = 4,940 \text{ m}^2 \\ S_2 = 4,708 \text{ m}^2 \\ S_3 = 4,657 \text{ m}^2 \\ S_4 = 4,887 \text{ m}^2 \end{cases}$	$\begin{cases} S_1 = 4,940 \text{ m}^2 \\ S_2 = 4,708 \text{ m}^2 \\ S_3 = 4,657 \text{ m}^2 \\ S_4 = 4,887 \text{ m}^2 \end{cases}$
Plancher de RDC	Plancher étage courant
$\begin{cases} S_1 = sv_2 + sp + sv_3 = 4,362 \text{ m}^2 \\ S_2 = 4,708 \text{ m}^2 \\ S_3 = s_{dp} + s_{cc} = 1,594 \text{ m}^2 \\ S_4 = 4,887 \text{ m}^2 \end{cases}$	$\begin{cases} S_1 = 4,940 \text{ m}^2 \\ S_2 = 4,708 \text{ m}^2 \\ S_3 = s_{dp} + s_{cc} = 1,594 \text{ m}^2 \\ S_4 = 4,887 \text{ m}^2 \end{cases}$

Tableau II.21: Surface afférente des différents étages.

❖ **Descente de charge :**

On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité (le poteau qui repèrent l'effort de compression maximal). En respectant la loi de dégression définie par le DTR :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

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

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

Étages	Niveau	Élément	Section (m ²)	Poids surfacique (KN/m ²)	G (KN)	Q (KN)
étage 9	0	Plancher terrasse	9,544	6,25	59,65	12,867
		Poutres principales (30×40)	0,12	25×4,625	13,875	
		Poutres secondaires (30×35)	0,105	25×2,30	6,038	
		Poteau (30×30)	0,09	25×2,96	6,660	
	SOMME					86,223
étage 8	1	venant de 9			86,223	34,59
		Plancher terrasse	10,86	5,28	57,340	
			0,382	5,93	2,265	
		Poutres principales (30×40)	0,12	25×4,625	13,875	
		Poutres secondaires (30×35)	0,105	25×4,150	10,893	
		Poutres de chainages (30×30)	0,09	25×2,025	4,556	
		Palier (ESC 1)	4,887	6,93	33,867	
		Murs	16,35	2,67	43,654	
	Poteau (35×35)	0,113	25×3,06	9,371		
SOMME					262,044	34,59
étage 7	2	venant de 8			262,044	54,1407
		Plancher (E.courant)	10,86	5,28	57,340	
			0,382	5,93	2,265	
		poutres principales (30×40)	0,12	25×4,625	13,875	
		Poutres secondaires (30×35)	0,105	25×4,150	10,893	
		Poutres de chainages (30×30)	0,09	25×2,025	4,556	
		Palier (ESC 1)	4,887	6,93	33,867	
		Murs	16,35	2,67	43,654	
	Poteaux (35×35)	0,113	25×3,06	9,371		
SOMME					437,865	54,1407
étage 6	3	venant de 7			437,865	71,5191
		Plancher (E.courant)	10,86	5,28	57,340	
			0,382	5,93	2,265	
		poutres principales (30×40)	0,12	25×4,625	13,875	
		Poutres secondaires (30×35)	0,105	25×4,150	10,893	
		Poutres de chainages (30×30)	0,09	25×2,025	4,556	
		Palier (ESC 1)	4,887	6,93	33,867	
		Murs	16,35	2,67	43,654	
	Poteaux (40×40)	0,16	25×3,06	12,24		
SOMME					616,555	71,5191
venant de 6					616,555	

étage 5	4	Plancher (E.courant)	10,86	5,28	57,340	86,725
			0,382	5,93	2,265	
		poutres principales (30×40)	0,12	25×4,625	13,875	
		Poutres secondaires (30×35)	0,105	25×4,150	10,893	
		Poutres de chainages (30×30)	0,09	25×2,025	4,556	
		Palier (ESC 1)	4,887	6,93	33,867	
		Murs	16,35	2,67	43,654	
		Poteaux (40×40)	0,16	25×3,06	12,24	
SOMME					795,245	86,7252
étage 4	5	venant de 5			795,245	99,759
		Plancher (E.courant)	10,86	5,28	57,340	
			0,382	5,93	2,265	
		poutres principales (30×40)	0,12	25×4,625	13,875	
		Poutres secondaires (30×35)	0,105	25×4,150	10,893	
		Poutres de chainages (30×30)	0,09	25×2,025	4,556	
		Palier (ESC 1)	4,887	6,93	33,867	
		Murs	16,35	2,67	43,654	
Poteaux (45×45)	0,203	25×3,06	15,491			
SOMME					977,186	99,759
étage 3	6	venant de 4			977,186	110,6205
		Plancher (E.courant)	10,86	5,28	57,340	
			0,382	5,93	2,265	
		poutres principales (30×40)	0,12	25×4,625	13,875	
		Poutres secondaires (30×35)	0,105	25×4,150	10,893	
		Poutres de chainages (30×30)	0,09	25×2,025	4,556	
		Palier (ESC 1)	4,887	6,93	33,867	
		Murs	16,35	2,67	43,654	
Poteaux (45×45)	0,203	25×3,06	15,491			
SOMME					1159,127	110,6205
étage 2	7	venant de 3			1159,127	119,3097
		Plancher (E.courant)	10,86	5,28	57,340	
			0,382	5,93	2,265	
		poutres principales (30×40)	0,12	25×4,625	13,875	
		Poutres secondaires (30×35)	0,105	25×4,150	10,893	
		Poutres de chainages (30×30)	0,09	25×2,025	4,556	
		Palier (ESC 1)	4,887	6,93	33,867	
		Murs	16,35	2,67	43,654	
Poteaux (50×50)	0,25	25×3,06	19,125			
SOMME					1344,702	119,3097
étage 1	8	venant de 2			1344,702	150,80
		Plancher (E.courant)	10,86	5,28	57,340	
			0,382	5,93	2,265	
		poutres principales (30×40)	0,12	25×4,625	13,875	
		Poutres secondaires (30×35)	0,105	25×4,150	10,893	
		Poutres de chainages (30×30)	0,09	25×2,025	4,556	
		Palier (ESC 1)	4,887	6,93	33,867	
		Murs	18,34	2,67	48,96	
Poteaux (50×50)	0,25	25×3,40	21,25			
SOMME					1537,708	150,80
		venant de 1			1537,708	

RDC	9	Plancher (E.courant)	5,92	5,28	31,258	177,925
			0,382	5,93	2,265	
		poutres principales (30×40)	0,12	25×4,625	13,875	
		Poutres secondaires (30×35)	0,105	25×4,150	10,893	
		Poutres de chainages (30×30)	0,09	25×2,025	4,556	
		Palier (ESC 1)	4,887	6,93	33,867	
		Volée 2	0,875	10,08	8,82	
		Volée 3	1,387	8,49	11,776	
		Palier (ESC 2)	2,10	5,93	12,453	
		Murs	22,32	2,67	59,594	
Poteaux (55×55)	0,306	25×4,08	31,212			
SOMME					1655,018	177,925
Entre Sol	10	venant de l'entre sol			1655,018	236,708
		Plancher (E.courant)	14,305	5,28	75,530	
		poutres principales (30×40)	0,12	25×4,625	13,875	
		Poutres secondaires (30×35)	0,105	25×4,150	10,893	
		Palier (ESC 1)	4,887	6,93	33,867	
		Murs	22,32	2,67	59,594	
		Poteaux (55×55)	0,306	25×4,08	31,212	
SOMME					1879,989	236,708
Sous Sol	11	venant de RDC			1879,989	301,290
		Plancher (E. courant)	19,192	5,28	101,334	
		poutres principales (30×40)	0,12	25×4,625	13,875	
		Poutres secondaires (30×35)	0,105	25×4,150	10,893	
		Murs	17,17	2,67	45,843	
		Poteaux (55×55)	0,306	25×3,20	24,2	
SOMME					2076,134	301,290

Tableau II.22: descente de charge.

❖ Vérification à la compression simple

1) Critère de résistance

$G = 1808,78 \text{ KN}$ et $Q = 301,290 \text{ KN}$.

Selon le **CBA 93 (art B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 10% :

$$N_u^* = 1,1 \times N_u = 1,1 \times (1,35 \times G + 1,5 \times Q) = 3580,187 \text{ KN}.$$

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

- $\gamma_b = 1,5$ (Coefficient de sécurité de béton).
- $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ (Résistance caractéristique de béton à la compression).
- $\theta = 1$ durée > 24 h (L'influence négative d'application de la charge).

- Exemple de calcul :

$$B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{3580,187 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,252$$

Niveaux	N_u^* (KN)	Section (cm ²)	B_{cal} (m ²)	$B_{choisit}$ (m ²)	Observation
sous-sol	3580,187	55 × 55	0,252	0,3025	Vérifiée
Entre sol	3182,352		0,224		
RDC	2751,278		0,194		
1 ^{er} Etage	2532,316	50 × 50	0,178	0,250	vérifiée
2 ^{eme} Etage	2193,743		0,154		
3 ^{eme} Etage	1903,827	45 × 45	0,134	0,2025	vérifiée
4 ^{eme} Etage	1615,724		0,114		
5 ^{eme} Etage	1324,035	40 × 40	0,093	0,160	vérifiée
6 ^{eme} Etage	1033,591		0,073		
7 ^{eme} Etage	739,562	35 × 35	0,052	0,1225	vérifiée
8 ^{eme} Etage	446,209		0,031		
9 ^{eme} Etage	149,272	30 × 30	0,011	0,090	vérifiée

Tableau II.23: Vérification à la résistance.

2) Critère de stabilité de la forme (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'élançement (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 / $L_0 = (\text{hauteur d'étage} - \text{hauteur de la poutre principale})$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (\text{moment d'inertie}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \quad (\text{rayon de giration}).$$

Niveaux	L_0 (m)	I_f (m)	λ	α	N_u^* (Mn)	B_{cal} (m ²)	B_r (m ²)	Observation
sous-sol	2,80	1,960	12,32	0,830	3,580	0,193	0,2809	Vérifiée
Entre sol	3,68	2,576	16,20	0,815	3,182	0,177		
RDC	3,68	2,576	16,20	0,815	2,751	0,153		
1 ^{er} Etage	3,00	2,100	14,58	0,821	2,532	0,140	0,2304	Vérifiée
2 ^{eme} Etage	2,66	1,862	12,93	0,827	2,193	0,121		
3 ^{eme} Etage			14,43	0,822	1,903	0,105	0,1849	Vérifiée
4 ^{eme} Etage					1,615	0,089		
5 ^{eme} Etage			16,19	0,815	1,324	0,074	0,1444	Vérifiée
6 ^{eme} Etage					1,033	0,058		
7 ^{eme} Etage			18,43	0,805	0,739	0,042	0,1089	Vérifiée
8 ^{eme} Etage					0,446	0,025		
9 ^{eme} Etage	2,56	1,792	20,69	0,794	0,149	0,008	0,0784	Vérifiée

Tableau II.24: vérifications à la stabilité de la forme (flambement).

II.3 Etude des éléments non structuraux

II.3.1 Les planchers

II.3.1.1 Planchers a corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

❖ Les poutrelles

Les poutrelles se sont des sections en en T en béton armée servent à transmettre les charges réparties ou concentrés aux poutres.

A) les différents types de poutrelles

Type	Schémas statiques des poutrelles
1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

Tableau II.25: les différents types de poutrelles.

B) méthode de calcul

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continue sur Plusieurs appuis :

Méthode	Conditions d'applications	Observation
Méthode forfaitaire	$\begin{cases} Q \leq \min \left(5 \frac{\text{KN}}{\text{m}}; 2G \right). \\ \text{F. P. N} \\ 0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25. \\ I = \text{constant} . \end{cases}$	Vérifiées
Méthode de Caquot minorée	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25].$	Non vérifiées
Méthode RDM	Poutrelle isostatique	—

Tableau II.26: Méthodes de calculs.

Dans notre cas on a calculés avec la méthode forfaitaire et RDM, car toutes leurs conditions sont vérifiées.

➤ **Exposé de la méthode**

Soit une poutre continue soumise à un chargement q.

Soit $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ (coefficient d'importance)

❖ **Moment sur appuis**

• **Appui de rive**

Les moments sur les appuis de rives sont nuls. Mais la BAEL exige de mettre des aciers de fissuration à un moment fictif $(-0,15M_0)$.

• **Appuis intermédiaires**

Les moments sont de l'ordre :

a) Pour une poutre à (02) travées :

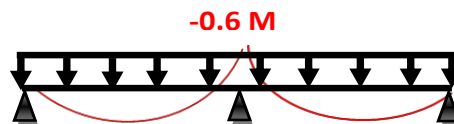


Figure II.9: Moment d'une poutre à deux travées.

- ✓ $(-0.5M_0)$: sur les appuis voisins de rive, à une poutre plus (02) travées.
- ✓ $(-0.4M_0)$: sur tous les appuis intermédiaires, à une poutre plus (02) travées.
- ✓ M_0 : le moment max des moments isostatiques.

b) Pour une poutre à plusieurs travées :

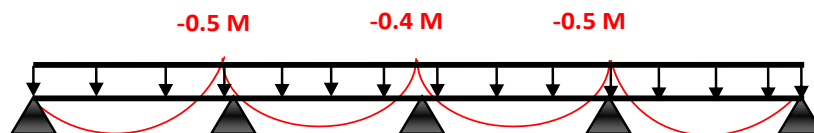


Figure II.10: Moment d'une poutre à plusieurs travées.

❖ Moments en travées

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$(1) M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$(2) : \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0 \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \end{array} \right.$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

❖ Evaluation des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus plusieurs travée

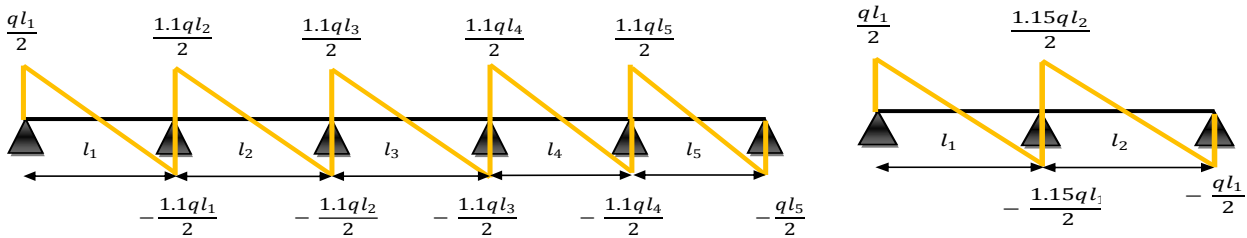


Figure II.11: Schéma des efforts tranchants.

C) Calcul des sollicitations

♣ Exemple de calcul (type d'étage courant) :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,28 \text{ KN/m}^2. \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ (commerce)}. \end{array} \right.$$

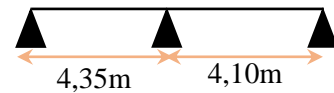


Figure II.12: Schéma de type 3.

1) $Q \leq \min (2G, 5) \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q=5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10,56 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

2) $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{4,35}{4,10} = 1,06 < 1,25 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

3) Le moment d'inertie constant sur toutes les appuis $\dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

4) Fissuration peu nuisible (F.P.N) $\dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

❖ Calcul des charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = [(1,35 \times 5,28) + (1,5 \times 5)] \times 0,65 = 9,508 \text{ KN.M} \\ P_s = (5,28 + 5) \times 0,65 = 6,682 \text{ KN.M} \end{array} \right.$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} M_A^U = 22,489 \text{ KN.M} \\ M_A^S = 15,805 \text{ KN.M} \end{cases}$$

❖ **Moments aux appuis**

$$M_A = M_F = -0.15M_0 \begin{cases} M_A^U = M_F^U = -0.15 \times 22,489 = -3,373 \text{ KN.m} \\ M_A^S = M_F^S = -0.15 \times 15,805 = -2,370 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Moment en appui B**

$$M_B = -0.6M_0 \begin{cases} M_B^U = -13,493 \text{ KN.m} \\ M_B^S = -9,483 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Moment en travée**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5,28+5} = 0,486$$

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,146 \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,673 \end{cases}$$

➤ **Travée AB**

▪ **ELU**

$$M_t^{AB} + \frac{M_B}{2} \geq \max(1.05; 1,146)M_0^{AB} = 1,146M_0^{AB}$$

$$M_t^{AB} \geq -\frac{13,493}{2} + 1,146(22,489) = 19,026 \text{ KN.m} \dots (1).$$

$$M_t^{AB} \geq 0,673M_0^{AB} = 0,673(22,489) = 15,135 \text{ KN.m} \dots (2).$$

▪ **ELS**

$$M_t^{AB} \geq -\frac{9,483}{2} + 1,146(15,805) = 13,371 \text{ KN.m} \dots (1).$$

$$M_t^{AB} \geq 0,673 M_0^{AB} = 0,673(15,805) = 10,637 \text{ KN.m} \dots (2).$$

On prend (1) donc :

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 19,026 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 13,371 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Travée BC**

▪ **ELU**

$$M_t^{Bc} + \frac{M_B}{2} \geq \max(1.05; 1,146)M_0^{Bc} = 1,146M_0^{Bc}$$

$$M_t^{Bc} \geq -\frac{13,493}{2} + 1,146(19,979) = 16,149 \text{ KN.m} \dots (1).$$

$$M_t^{Bc} \geq 0,673 M_0^{Bc} = 0,673(19,979) = 13,446 \text{ KN.m} \dots (2).$$

▪ **ELS**

$$M_t^{AB} \geq -\frac{9,483}{2} + 1,146(14,041) = 11,349 \text{ KN.m} \dots (1).$$

$$M_t^{AB} \geq 0,673 M_0^{AB} = 0,673(14,041) = 9,449 \text{ KN.m} \dots (2).$$

On prend (1) donc : $\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 16,149 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 11,349 \text{ KN.m} \end{cases}$

❖ Calcul de l'effort tranchant :

➤ Travée AB


$$\begin{cases} v_A = \frac{ql_1}{2} = \frac{9,508(4,35)}{2} = 20,680 \text{ KN.} \\ v_B = \frac{-1,15 \times ql_1}{2} = \frac{-1,15 \times 9,508(4,35)}{2} = -23,782 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ Travée BC

$$\begin{cases} v_A = \frac{1,15 \times ql_1}{2} = \frac{1,15 \times 9,508(4,10)}{2} = 22,415 \text{ KN.} \\ v_B = -\frac{ql_1}{2} = -\frac{9,508(4,10)}{2} = -20,680 \text{ KN.} \end{cases}$$

D) Les sollicitations maximales de chaque type des poutrelles d'étage courant

Type 1				
Moment (max)	Ma_rive (KN.M)	Ma_inter (KN.M)	Mt (KN.M)	V ^{max} (KN.M)
ELU	-3,296	-10,988	20,053	-22,486
ELS	-2,316	-7,722	13,385	—
Type 2				
Moment (max)	Ma_rive (KN.M)	Ma_inter (KN.M)	Mt (KN.M)	V ^{max} (KN.M)
ELU	-3,373	-11,245	20,145	-22,748
ELS	-2,370	-7,903	14,158	—
Type 3				
Moment (max)	Ma_rive (KN.M)	Ma_inter (KN.M)	Mt (KN.M)	V ^{max} (KN.M)
ELU	-3,373	-13,493	19,026	-23,782
ELS	-2,370	-9,483	13,371	—
Type 4				
Moment (max)	Ma_rive (KN.M)	Ma_inter (KN.M)	Mt (KN.M)	V ^{max} (KN.M)
ELU	-3,296	-13,158	18,929	-23,509
ELS	-2,317	-9,266	13,319	—

Type 5				
Moment (max)	Ma _{rive} (KN.M)	Ma _{inter} (KN.M)	Mt (KN.M)	V ^{max} (KN.M)
ELU	-2,997	-11,987	16,898	-22,415
ELS	-2,106	-8,425	11,876	—


Type 6				
Moment (max)	Ma _{rive} (KN.M)	Ma _{inter} (KN.M)	Mt (KN.M)	V ^{max} (KN.M)
ELU	-2,984	—	16,981	-19,491
ELS	-2,106	—	11,934	—

Tableau II.27: Les sollicitations maximales des différentes poutrelles d'étage courant.

♣ Les sollicitations les plus défavorables des poutrelles d'étage courant

Sollicitations (max)	ELU	ELS
Ma _{rive} (KN.M)	-3,373	-2,370
Ma _{inter} (KN.M)	-13,493	-9,483
Mt (KN.M)	20,145	14,158
V ^{max} (KN.M)	-23,782	—

Tableau II.28: Les sollicitations les plus défavorables.

E) Ferrailage des poutrelles

$$\begin{cases} h = 20 \text{ cm} ; F_c = 400 \text{ MPa} ; c = 2 \text{ cm.} \\ h_0 = 4 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; d = 18 \text{ cm.} \\ b_0 = 10 \text{ cm} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.} \\ b = 65 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.} \end{cases}$$

❖ Ferrailage des travées

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

$$\begin{cases} M_{Tu} = 14,2 \cdot 0,65 \cdot 0,04 \cdot \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m} \\ M_u = 20,516 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 59,072 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul d'une section rectangulaire (**b * h_t**)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{20,145 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,65 \cdot (0,18)^2} = 0,067 < 0,186 \text{ (pivot A)}, \epsilon_s = 10^\circ \%$$

$$\mu_1 = 0,8 \cdot \alpha_1 \cdot (1 - 0,4\alpha_1), \quad \alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_1}, \quad \epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

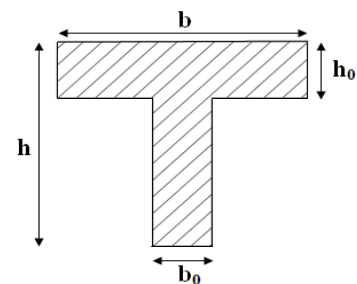


Figure II.13: Schéma d'une poutrelle.

Acier FeE400 $\Rightarrow \epsilon_1 = 1,74 * 10^{-3}$, $\alpha_1 = 0,668$, $\mu_1 = 0,3916$.

$\Rightarrow \mu_{bu} = 0,067 < \mu_1 = 0,391 \Rightarrow A' = 0$, pas d'armature comprimée

La section d'armature en travée est définie par $A_T = \frac{M_u}{z * f_{st}}$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,067)}) = 0,087.$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,18 * (1 - 0,4 * (0,087)) = 0,174 \text{ m.}$$

$$A_T = \frac{20,145 * 10^{-3}}{0,174 * 348} = 3,32 * 10^{-4} \text{ m.}$$

✓ **Vérification de condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 0,65 * 0,18 * 2,1}{400} = 1,413 * 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 < A_t = 3,32 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$ (Annexe III).

❖ **Ferraillage aux appuis**

Appuis intermédiaires	Appuis de rive
$M_u = -13,493 \text{ KN.m} < 0$ Calcul d'une section ($b_0 * h_t$)	$M_u = -3,373 \text{ KN.m} < 0$ Calcul d'une section ($b_0 * h_t$)
$\mu_{bu} = 0,045 < 0,186$ (pivot A), $\epsilon_s = 10^\circ \%$.	$\mu_{bu} = 0,011 < 0,186$ (pivot A), $\epsilon_s = 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0,045 < \mu_1 = 0,391 \Rightarrow A' = 0$	$\mu_{bu} = 0,011 < \mu_1 = 0,391 \Rightarrow A' = 0$
$\alpha = 0,058$	$\alpha = 0,014$
$Z = 0,176 \text{ m}$	$Z = 0,179 \text{ m}$
$A_{inter} = 2,20 \text{ cm}^2$.	$A_{rive} = 0,54 \text{ cm}^2$.
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,217 \text{ cm}^2$	Condition de non fragilité : $A_{min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,217 \text{ cm}^2$
$A_{inter} = 2,20 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2$ On choisit : 2HA12 = 2,26 cm²	$A_{rive} = 0,54 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2$ On choisit : 1HA12 = 1,13 cm²

Tableau II.29: Ferraillage aux appuis.

F) Vérifications à L'ELU

1) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

F. P. N $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right] = \min \left[0,2 \frac{25}{1,5}, 5 \text{MPa} \right] \Rightarrow \boxed{\bar{\tau}_u = 3,34 \text{MPa}}$

$\tau_u = \frac{23,782 * 10^{-3}}{0,1 * 0,18} = 1,32 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,34 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Y'a pas risque de rupture par cisaillement.

2) Ferrailage trasversale

On fixe $A_t = \text{étrier } \phi_6 \Rightarrow A_t = 2 \phi_6 \Rightarrow \boxed{A_t = 0,57 \text{cm}^2}$.

3) Espacement (St)

$$\begin{cases} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{MPa}. \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} \text{F. P. N} \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_t \leq \min[0,9 * d ; 40 \text{ cm}] = 16,2 \text{ cm. } \dots(1). \\ S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} = 57 \text{ cm.} \dots(2) \\ S_t \leq \frac{0,8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha) * A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 * f_{tj} * k)} = 101 \text{ cm. } \dots(3) \end{cases}$$

On utilise $A_t = \phi_6$ étrier pour chaque espacement $\boxed{S_t = 15 \text{ cm}}$.

4) Vérification des armatures longitudinale « A_l »

• **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{\max}$$

$$\begin{cases} A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{rive}} = 3,39 + 0,79 = 4,18 \text{ cm}^2. \\ A_l = 4,18 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} * 23,782 * 10^{-3} = 0,68 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

• **Appuis intermédiaires**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(V_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9 * d} \right)$$

$$\begin{cases} A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{inter}} = 3,39 + 2,26 = 5,65 \text{ cm}^2. \\ A_l = 5,65 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(23,782 + \frac{(-13,493)}{0,9 * 0,18} \right) \times 10^{-3} = -1,711 \text{ cm}^2 < 0. \end{cases}$$

Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

5) Vérification de la bielle

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{2 * V_u}{a * b_0} \Rightarrow V_u \leq 0,267 a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad a = 0,9 d. \\ V_u &= 23,782 * 10^{-3} \text{ KN} \leq 0,267 \times 0,9 \times 0,21 \times 25 = 0,108 \text{ KN} \dots\dots \text{vérifiée.} \end{aligned} \right.$$

6) Vérification de la jonction Table – Nervure

$$\left\{ \begin{aligned} \tau_u &= \frac{b_1 * V_u^{\max}}{0,9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27,5 \text{ cm} . \\ \tau_u &= \frac{(0,275 * 23,782) 10^{-3}}{0,9 * 0,18 * 0,65 * 0,04} = 1,55 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ Mpa} \dots\dots \text{vérifiée} \end{aligned} \right.$$

G) Vérifications à L'ELS

1) L'état limite d'écrasement de béton

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

➤ En travées :

- position de l'axe neutre H

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

$$H = 0,65 \frac{(0,04)^2}{2} - 15 \times 3,39 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) = -334,45 \text{ cm}^3$$

H < 0 ⇒ l'axe dans la nervure calcul d'une section en T.

- Calcul de y

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

$$y^2 + 54,17y - 301,57 = 0 \Rightarrow y = 5,08 \text{ cm}.$$

- Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 + 15A'(d' - y)^2 \Rightarrow I = 1,57 * 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{14,158 * 10^{-3}}{1,57 * 10^{-4}} \times (0,0508) = 4,67 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ En appuis intermédiaire

- position de l'axe neutre H

$$H = 0,65 \frac{(0,04)^2}{2} - 15 \times 2,26 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) = -56,30 \text{ cm}^3$$

H > 0 ⇒ l'axe dans la nervure calcul d'une section rectangulaire (b × h).

$$y = 4,19 \text{ cm} \Rightarrow I = 1,12 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,483 \times 10^{-3}}{1,12 \times 10^{-4}} \times (0,0419) = 3,63 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérifiée.}$$

2) L'état limite de déformation

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right] l \dots \dots \dots (1). \\ A_s \leq \frac{4,2 \times b_0 \times d}{f_e} \dots \dots \dots (2). \\ l \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots (3). \end{array} \right.$$

$$h = 0,20 \text{ m} < \frac{M_t \times l}{10 \times M_0} = \frac{14,158 \times 4,35}{10 \times 15,805} = 0,39 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$$

La condition (1) n'est pas satisfaite donc on doit calculer la flèche :

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm} = \frac{l}{500} \text{ Si } l \leq 5\text{m.}$$

$$l = 4,35\text{m} \leq 5\text{m.} \Rightarrow \frac{435}{500} = 0,87 \text{ cm.}$$

Avec $A = 4,18 \text{ cm}^2$ (car la flèche n'est pas vérifiée pour une section de $3,39 \text{ cm}^2$).

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

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

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

- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation.

$$j = (G - G_{revêtement} - G_{mortie}) = (5,28 - 0,4 - 0,4) = 4,48 \text{ KN/m}^2$$

$$g = G = 5,28 \text{ KN/m}^2$$

$$p = (G + Q) = (5,28 + 5) = 10,28 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Evaluation des charges**

$$q_{jser} = (G - G_{revêtement} - G_{mortie}) \times l_0 = 4,48 \times 0,65 = 2,912 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = (G_{plancher}) \times l_0 = 5,28 \times 0,65 = 3,432 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = (G + Q) \times l_0 = 10,28 \times 0,65 = 6,682 \text{ KN/m}$$

❖ **Evaluation des moments**

$$M_{(j,g,p)ser} = 0,81 \times M_0 = 0,81 \times \frac{q_{(j,g,p)ser} \times l^2}{8}$$

$$\text{Moment correspondant à } q_j \Rightarrow M_{jser} = 5,579 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment correspondant à } q_g \Rightarrow M_{gser} = 6,575 \text{ KN.m}$$

Moment correspondant à $q_p \Rightarrow M_{pser} = 12,802 \text{ KN.m}$

❖ Propriétés de la section

$y = 0,0509 \text{ m. Et } I = 1,33 * 10^{-4} \text{ m}^4.$

❖ Calcul des moments d'inerties

$$y_G = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')} \Rightarrow y_G = 7,39 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2]$$

$$\Rightarrow I_0 = 2,18 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ Calcul des contraintes

$$\sigma_{s(j,g,p)} = 15 \times \frac{M_{(j,g,p)ser} \times (d - y)}{I} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sj} = 81,33 \text{ Mpa} \\ \sigma_{sg} = 95,85 \text{ Mpa} \\ \sigma_{sp} = 186,63 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

❖ Calcul des coefficients μ et λ

$\rho = \frac{A_T}{b_0 * d} \Rightarrow \rho = 0,023 \text{ m.}$

$$\mu_{(j,g,p)} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 1 - \left[\frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{s(j,g,p)} + f_{t28}} \right] \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 0,616. \\ \mu_g = 0,663. \\ \mu_p = 0,809. \end{array} \right.$$

$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{0,1}{0,65}) 0,023} = 1,855 \dots \dots \dots$ Déformation instantanée.

$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 2,031 = 0,742 \dots \dots \dots$ Déformation différée.

❖ Calcul des inerties fictives I_f

$$I_{f(j,g,p)i} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_{(j,g,p)}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow I_{fji} = 1,119 \times 10^{-4} \text{ m}^4. \\ \Rightarrow I_{fgi} = 1,075 \times 10^{-4} \text{ m}^4. \\ \Rightarrow I_{fpi} = 0,959 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

$$I_{f(j,g,p)v} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_{(j,g,p)}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow I_{fjv} = 1,119 \times 10^{-4} \text{ m}^4. \\ \Rightarrow I_{fgv} = 1,075 \times 10^{-4} \text{ m}^4. \\ \Rightarrow I_{fpv} = 0,959 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

❖ Calcul des flèches f_{ji}

✓ Module de déformation longitudinale différée du béton

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} \Rightarrow E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

✓ **Module de déformation longitudinale instantané du béton**

$$E_i = 3E_v \Rightarrow E_i = 32456,58 \text{ MPa}$$

$$f_{(j,g,p)i} = \frac{M_{(j,g,p)ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f(j,g,p)i}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow f_{ji} = 0,291 \text{ cm.} \\ \Rightarrow f_{gi} = 0,357 \text{ cm.} \\ \Rightarrow f_{pi} = 0,778 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} \Rightarrow f_{gv} = 0,715 \text{ cm.}$$


$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,715 - 0,291 + 0,778 - 0,357 = 0,845 \text{ cm.}$$

$$\Delta_f = 0,845 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,87 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

H) Les sollicitations maximales de chaque type de poutrelles terrasse inaccessible

Type 1				
Moment (max)	Ma_rive (KN.M)	Ma_inter (KN.M)	Mt (KN.M)	V^{max} (KN.M)
ELU	-2,239	-7,464	11,942	-15,276
ELS	-1,633	-5,447	8,714	—
Type 2				
Moment (max)	Ma_rive (KN.M)	Ma_inter (KN.M)	Mt (KN.M)	V^{max} (KN.M)
ELU	-2,292	-7,639	12,222	-15,453
ELS	-1,692	-5,474	8,918	—
Type 3				
Moment (max)	Ma_rive (KN.M)	Ma_inter (KN.M)	Mt (KN.M)	V^{max} (KN.M)
ELU	-2,292	-9,167	11,458	-16,156
ELS	-1,672	-6,689	8,361	—
Type 4				
Moment (max)	Ma_rive (KN.M)	Ma_inter (KN.M)	Mt (KN.M)	V^{max} (KN.M)
ELU	-2,239	-8,957	11,196	-15,970
ELS	-1,634	-6,536	8,170	—
Type 5				

Moment (max)	Ma _{rive} (KN.M)	Ma _{inter} (KN.M)	Mt (KN.M)	V ^{max} (KN.M)
ELU	-2,036	-8,143	10,179	15,227
ELS	-1,485	-5,942	7,427	—

Type 6 

Moment (max)	Ma _{rive} (KN.M)	Ma _{inter} (KN.M)	Mt (KN.M)	V ^{max} (KN.M)
ELU	-2,036	—	11,536	-13,241
ELS	-1,485	—	8,418	—

Tableau II.30: Les sollicitations maximales des différentes poutrelles terrasse inaccessible.

♣ Les sollicitations les plus défavorables des poutrelles terrasse inaccessible

Sollicitations (max)	ELU	ELS
Ma _{rive} (KN.M)	-2,292	-1,672
Ma _{inter} (KN.M)	-9,167	-6,689
Mt (KN.M)	12,222	8,918
V ^{max} (KN.M)	-16,156	—

Tableau II.31: Les sollicitations les plus défavorables.

I) Ferrailage des poutrelles

Désignation	M (KN.M)	μ _{bu}	α	Z(m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisi} (cm ²)
En travées	12,222	0,041	0,052	0,176	1,995	1,413	3HA10 = 2,36
Appuis intermédiaires	-9,167	0,031	0,039	0,177	1,488	0,217	2HA10= 1.57
Appuis de rive	-2,292	0,008	0,010	0,179	0,367	0,217	1HA10= 0.79

Tableau II.32: Ferrailage des poutrelles de terrasse inaccessible.

J) Vérification à L'ELU

Vérifications	V _u (KN)	A _t (cm ²)	s _t (cm)	τ _u ≤ τ̄ _u (MPa)	Observation
ELU	16,156	2φ ₆ =0,57	15	0,89 < 15	Vérifiée

Tableau II.33: Vérification des contraintes à L'ELU.

K) Vérification à L'ELS

1) L'état limite d'écrasement de béton

Désignation	M_s (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	$\sigma \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travées	8,918	2,36	0.039	$8,33 \cdot 10^{-5}$	$5,72 < 15$	Vérifiée
Appuis Inter	6,689	1,57	0.078	$5,68 \cdot 10^{-5}$	$9,19 < 15$	Vérifiée

Tableau II.34: Vérification des contraintes à L'ELS.

2) L'état limite de déformation

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1,282 - 0,676 + 0,880 - 0,733 = 0,753 \text{ cm.}$$

$$\Delta_f = 0,753 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,87 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

L) Schéma de ferrailage des poutrelles

plancher	En travées	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage courant			
Terrasse inaccessible			

Tableau II.35: Schéma de ferrailage des poutrelles pour les différents niveaux.

M) Ferrailage de la dalle de compression CBA93 article(B.6.8.4.2.3)

1) Barres perpendiculaire aux poutrelles

$$50 \text{ cm} \leq l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm.}$$

$f_e = 235 \text{ MPa}$. Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

2) Barres parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,33 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}.$$

On choisit $\begin{cases} A_{\perp}: 5\emptyset 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ A_{//}: 4\emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$

II.3.1.2 Planchers à dalle pleines

La dalle pleine est une plaque mince horizontale, d'une épaisseur faible par rapport aux autres dimensions. Elle repose sans continuité sur un appui ou plusieurs appuis (poutres, consols) comme elle peut travailler suivant deux directions (l_x et l_y).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \begin{cases} l_x : \text{la plus petite dimension du panneau.} \\ l_y : \text{la plus grande dimension du panneau.} \end{cases}$$

$\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).
 $\rho > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens.)

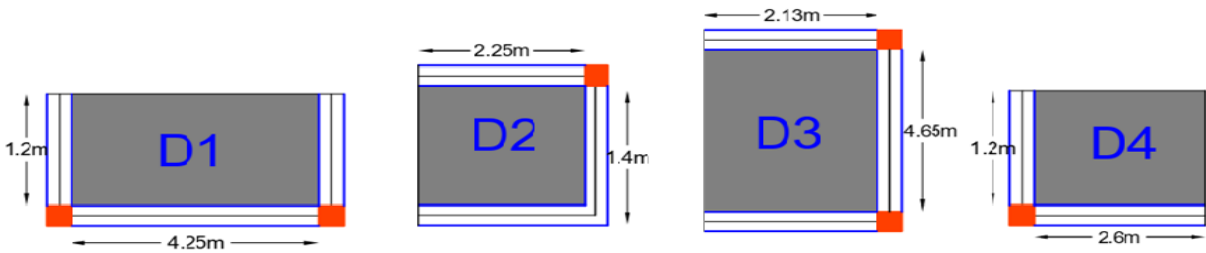


Figure II.14: Schéma des différents types de dalles.

A) Calcul des sollicitations dans chaque type de dalles

Type	ρ	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q (KN/m)	M ₀ (KN. m)		M _a (KN. m)		M _t (KN. m)		Etat
					x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	
D1	0,28	4,43	3,5	11,2	21,42	3,23	-6,42	-1,61	18,20	2,42	ELU
				7,93	15,12	2,28	-4,53	-1,14	12,85	1,71	ELS
D2	0,62	5,93	5	15,5	1,77	6,77	-0,82	-3,38	1,32	5,07	ELU
				10,93	1,24	4,77	-0,62	-2,38	0,93	3,57	ELS
D3	Esol	5,93	5	15,50	63,64	24,96	-19,09	-7,49	54,09	21,22	ELU
				10,93	44,87	17,60	-13,46	-5,28	38,14	14,96	ELS
	T.in	6,90	1	10,82	44,40	17,41	-13,32	-5,22	37,74	14,80	ELU
				7,90	32,44	12,72	-9,73	-3,82	27,57	10,81	ELS
D4	0,46	4,43	3,5	11,23	1,65	0,41	-0,49	-0,12	1,40	0,35	ELU
				7,93	1,20	0,39	-0,36	-0,11	1,02	0,33	ELS

Tableau II.36: Calcul des sollicitations dans les différents types de dalles.

♣ L'effort tranchant

	Type	D1	D2	D3		D4	Etat
				Esol	T.inc		
V (KN)	(X-X)	6,69	2,27	11,0	7,68	6,44	ELU
	(Y-Y)	0,15	9,43	6,06	4,22	0,63	

Tableau II.37: Calcul d'effort tranchant dans les différents types de dalles.

❖ Exemple de calcul d'une dalle sur deux appuis (D4)

$\rho = 0,46 > 0,4$ la dalle travaille dans les deux sens (l_x, l_y) comme une plaque.

➤ Calcul des charges

$$\begin{cases} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1,34 \times 4,43) + (1,5 \times 3,5) = 11,20 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G + Q = (4,43 + 1,5) = 7,93 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Calcul des moments isostatique

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

▪ ELU

$$\rho = 0.46 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,1022 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0,1022 \times 11,23 \times (1,2)^2 = 1,65 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0,2500 \times 1,65 = 0,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ ELS

$$\rho = 0.46 \quad \begin{cases} \mu_x = 0,1051 \\ \mu_y = 0,3319 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0,1051 \times 7,93 \times (1,2)^2 = 1,20 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0,3319 \times 1,2 = 0,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments corrigés

➤ En travées

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y \end{cases} \quad (\text{panneau de rive}).$$

▪ ELU

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 1,65 \times (1,2)^2 = 1,40 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 0,41 = 0,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ ELS

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 1,2 \times (1,20)^2 = 1,02 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 0,39 = 0,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0,3 \times M_0^x \\ M_a^y = -0,3 \times M_0^y \end{cases} \quad (\text{Appuis de rive})$$

▪ ELU

$$\begin{cases} M_a^x = -0,3 \times 1,65 = -0,49 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,3 \times 0,41 = -0,12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ ELS

$$\begin{cases} M_a^x = -0,3 \times 1,20 = -0,36 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,3 \times 0,39 = -0,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ calcul de l'effort tranchant

$$\begin{cases} V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{11,23 \times 1,2}{2} \times \frac{(2,6)^4}{(1,2)^4 + (2,6)^4} \Rightarrow V_x = 6,44 \text{ KN} \\ V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{11,23 \times 2,6}{2} \times \frac{(1,2)^4}{(1,2)^4 + (2,6)^4} \Rightarrow V_y = 0,63 \text{ KN} \end{cases}$$

B) Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple. $b = 100 \text{ ml}$; $e = 12 \text{ cm}$; $d = 9 \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{1,40 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09 \times 14,2} = 0,012 < \mu_\ell = 0,393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,015; z = 0,08 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{1,40 \times 10^{-3}}{0,08 \times 348} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1/400 = 1,22 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

		Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{ca} (cm ² /ml)	A_{\min} (cm ² /ml)	Achoisie (cm ² /ml)
Sens	x-x	Travée	1,40	0,012	0,015	0,08	0,50	1,09	4HA10 = 3,14
		Appui (rive)	-0,49	0,004	0,003	0,09	0,17		4HA10 = 3,14
	y-y	Travée	0,35	0,003	0,038	0,09	0,12	1,09	4HA10 = 3,14
		Appui (rive)	-0,12	0,001	0,001	0,09	0,038		4HA10 = 3,14

Tableau II.38: Ferrailage d'une dalle sur deux appuis (D4).

D'une manière identique, on obtient le ferrailage des autres types de dalles comme il est Présenté dans le tableau ci-dessous :

		Endroit	A _{ca} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{cal} ≥ A _{min}	A _{choisie} (cm ² /ml)
D1	x-x	Travée	6,30	1,15	Vérifiée	6HA12 = 6,79
		Appui (rive)	2,12		Vérifiée	4HA10 = 3,14
	y-y	Travée	1,58		Vérifiée	4HA10 = 3,14
		Appui (inter)	1,05		Non vérifiée	4HA10 = 3,14
D2	x-x	Travée	0,35	2,99	Non vérifiée	4HA10 = 3,14
		Appui (rive)	0,23		Non vérifiée	4HA10 = 3,14
	y-y	Travée	1,34	1,57	Non vérifiée	4HA10 = 3,14
		Appui (rive)	0,89		Non vérifiée	4HA10 = 3,14
D3	E.sol	x-x	Travée	3,03	Vérifiée	8HA16 = 16,08
			Appui (rive)		5,13	Vérifiée
		y-y	Travée		5,65	5,21
	Appui (rive)		1,97	Non vérifiée	4HA14 = 6,16	
	T inaccessible	x-x	Travée	3,03	Vérifiée	8HA14 = 12,32
			Appui (rive)		3,54	Vérifiée
y-y		Travée	3,90		5,21	Non vérifiée
	Appui (rive)	1,38	Non vérifiée	4HA14 = 6,16		

Tableau II.39: Ferrailage des différents types de dalles.

C) Vérifications à L'ELU pour la dalle type (D4)

1) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1,17 \text{ Mpa.}$$

$$V_x = 6,44 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{6,69 \times (10)^{-3}}{2} = 0,07 \text{ Mpa} \leq 1,17 \text{ Mpa.} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$V_y = 0,63 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{0,15 \times (10)^{-3}}{2} = 0,007 \text{ Mpa} \leq 1,17 \text{ Mpa.} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc on n'a pas besoin d'utiliser des armatures transversales.

2) Espacement (St)

$$\left\{ \begin{array}{l} s_t^x \leq 33 \text{ cm} \\ s_t^y \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} s_t^x = 33 \text{ cm} \\ s_t^y = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D) Vérifications à L'ELS

❖ Vérifications des contraintes pour la dalle type (D4)

1) L'état limite d'écrasement de béton et d'ouverture des fissures

Endroit		M _s (KN.m)	Y(cm)	I (cm ²)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
sens x-x	Travée	1,02	2,48	2510,67	1,01 ≤ 15	39,73 < 201,63	Vérifiée
	Appui	-0,36	2,48	2510,67	0,36 ≤ 15	14,02 < 201,63	Vérifiée
Sens y-y	Travée	0,33	2,48	2510,67	0,33 ≤ 15	12,85 < 201,63	Vérifiée

Tableau II.40: Vérifications des contraintes à L'ELS.

2) L'état limite de déformation

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h}{l_x} &\geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \Rightarrow \frac{0,12}{2,6} = 0,046 \geq \max\left(\frac{0,33}{20 \times (0,39)}, \frac{3}{80}\right) = 0,042 \\ \frac{A}{b \times d_x} &\leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 9} = 0,0035 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \end{aligned} \right. \quad \dots \text{Vérifiée}$$

Remarque : toutes les vérifications de la dalle (D2) sont vérifiées comme la dalle de type (D4), sauf dalle (D1, et D3).

❖ Vérification des contraintes pour la dalle type (D1)

➤ En travée (x-x)

1) L'état limite d'écrasement de béton

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{12,85 \times (10)^{-3}}{4,74 \times (10)^{-5}} * (0,0016) = 8,52 \text{ Mpa.} \\ \sigma_{bc} &= 8,52 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.} \end{aligned} \right.$$

2) L'état limite d'ouverture des fissures

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{st} &= 15 \times \frac{M_t^{ser} \times (d - y)}{I} = \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} &= 15 * \frac{12,85 \times (10)^{-3}}{4,74 \times (10)^{-5}} * (0,09 - 0,032) = 238,09 \text{ Mpa.} \end{aligned} \right.$$

σ_{st} = 237,88 Mpa ≤ σ̄_{st} = 201.63 MPa Non vérifiée.

3) Calcul de la section d'armature à L'ELS

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{12,85 \times 10^{-3}}{1,2 \times (0,09)^2 \times 201,63} = 6,55 \times 10^{-3}$$

On prend : α₀ = 0.5 pour commencer.

$$\alpha_1 = \sqrt{90 \beta \frac{1-\alpha_0}{3-\alpha_0}} = \sqrt{90 \times 6,55 \times 10^{-3} \frac{1-0,5}{3-0,5}} = 0,343.$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} = \frac{12,85 \times 10^{-3}}{0,09 \left(1 - \frac{0,343}{3}\right) 201,63} = 7,99 \times 10^{-4} m^2 = 7,99 \text{ cm}^2$$

On prend 8HA12 = 9,05 cm².

Endroit			M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ _{bc} ≤ σ _{bc} (MPa)	σ _{st} ≤ σ _{st} (MPa)	Obs.	
D3	E.sol	x-x	Travée	38,14	3,99	16362,6	9,30 ≤ 15	245,09 < 201,63	Non vérifiée
		x-x	Appui (rive)	13,46	2,68	7762,8	4,65 ≤ 15	216,39 < 201,63	Non vérifiée
		y-y	Travée	14,96	2,10	8754,5	3,59 ≤ 15	228,13 < 201,63	Non vérifiée
	T.in	x-x	Travée	27,57	3,58	13432,1	7,35 ≤ 15	228,45 < 201,63	Non vérifiée
		x-x	Appui (rive)	9,73	2,35	5465,1	4,18 ≤ 15	231 < 201,63	Non vérifiée

Tableau II.41: Vérifications des contraintes à L'ELS de la dalle (D3).

Endroit			M _{ser} (KN.m)	β*(10 ⁻³)	α	A _{ser} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)	S _t (cm)	
D3	E.sol	x-x	Travée	38,14	7,33	0,363	19,56	7HA20 = 21,99	15
		x-x	Appui (rive)	13,46	2,59	0,215	6,53	6HA14 = 9,24	20
		y-y	Travée	14,96	1,32	0,154	7,11	6HA14 = 9,24	20
	T.in	x-x	Travée	27,57	5,31	0,309	13,86	7HA16 = 14,07	15
		x-x	Appui (rive)	9,73	1,87	0,184	4,67	4HA14 = 6,16	20

Tableau II.42: Calcul de la section d'armature à L'ELS.

4) L'état limite de déformation de la dalle type (D1)

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h}{l_x} &= \frac{0,12}{1,2} = 0,1 \geq \max \left(\frac{12,85}{20 \times (15,12)}, \frac{3}{80} \right) = 0,042 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \frac{A}{b \times d_x} &= \frac{6,79}{120 \times 9} = 0,0063 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{aligned} \right.$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

Niveau	Sens	Endroit	f _{gv} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf _t ≤ f _{adm} (mm)	Observation	
D1	x-x	Travée	0,575	0,187	0,673	0,268	0,793 < 2,4	vérifiée	
D3	E.sol	x-x	Travée	1,780	1,050	2,570	0,830	2,46 < 4,26	vérifiée
		y-y	Travée	1,180	0,450	0,840	0,390	1,17 < 9,3	vérifiée
	T.in	x-x	Travée	2,95	1,29	1,94	1,58	2,03 < 4,26	vérifiée

Tableau II.43: Vérifications d'état limite de déformation de la dalle type (D1).

E) Schéma de ferrailage de différentes dalles

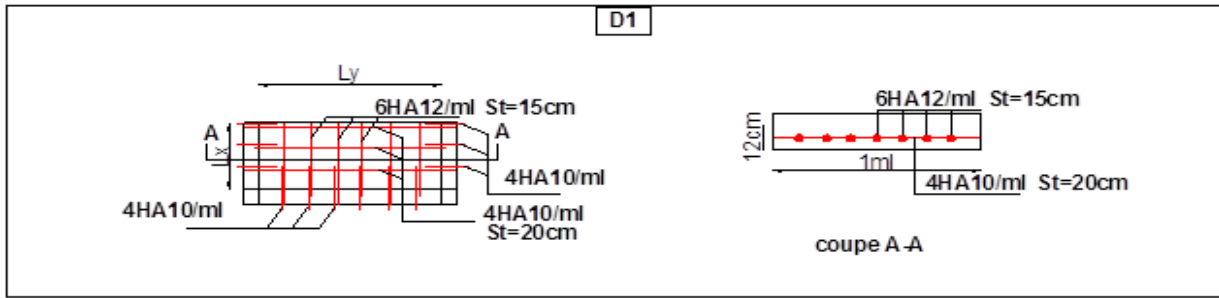


Figure II.15: Schéma de ferrailage de (D1).

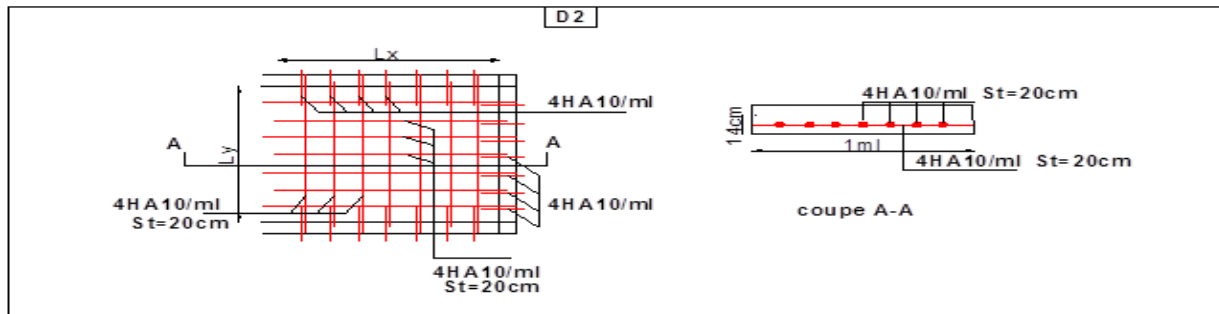


Figure II.16: Schéma de ferrailage de (D2).

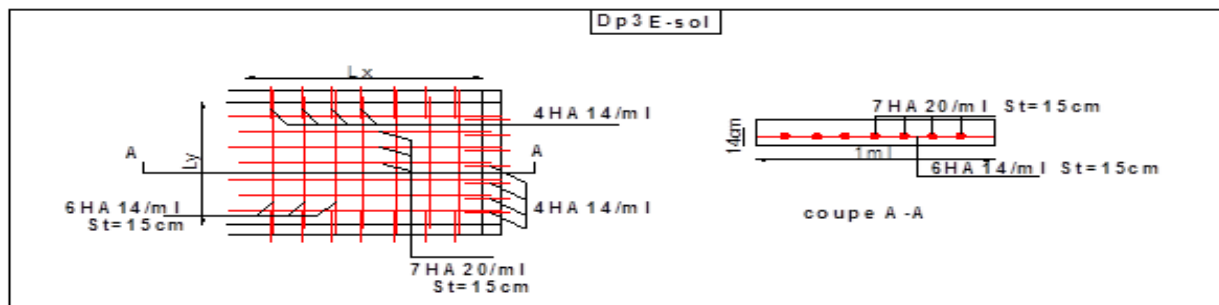


Figure II.17: Schéma de ferrailage de D3 (E.Sol).

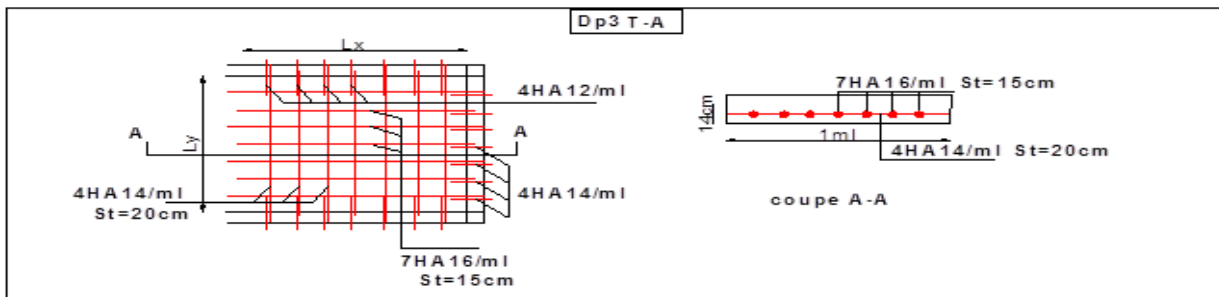


Figure II.18: Schéma de ferrailage de D3 (T.inaccessible).

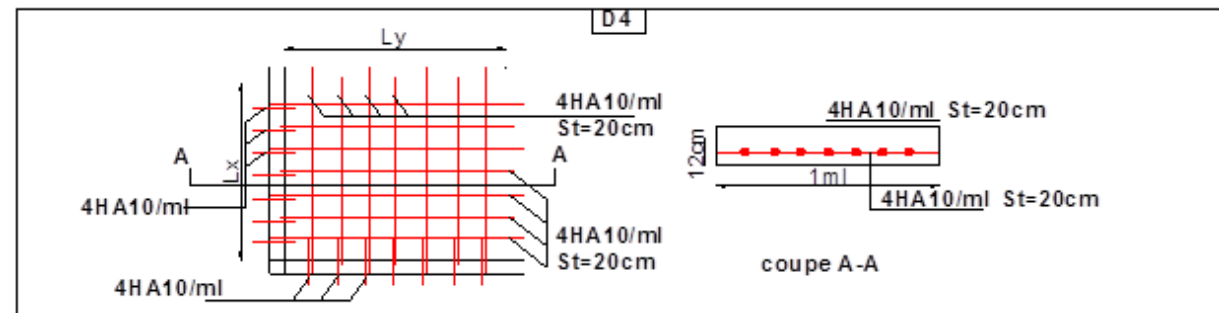


Figure II.19: Schéma de ferrailage de (D4).

II.3.2 Les Escaliers

L'escalier est une construction architecturale constitué d'une suite régulière de marches permettant d'accéder à un étage supérieure. Dans notre structure, nous avons étudié l'escalier de (l'entre sol, rez de chaussé et 1^{er} étage) a quatre volées, puis a trois volées à partir d'étage courant. La différence dans ce type d'escalier réside dans les dimensions des (volées, paliers) ainsi que le chargement de ces volées assignés.

Dans ce qui suit nous présentons un calcul détaillé de l'escalier (RDC).

II.3.2.1 Etude des volées (1 et 3)

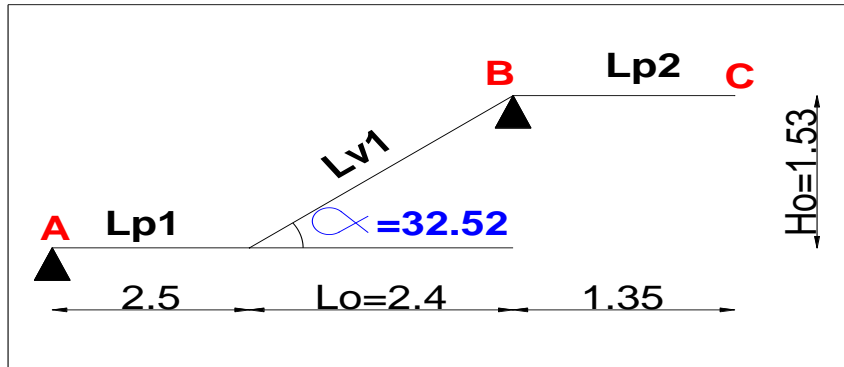


Figure II.20: Schéma statique de volées (1 et 3).

Ce type d'escalier est divisé en deux parties (AB et BC), tel que la partie BC représente une dalle pleine (palier de repos) repose sur deux appuis. $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,35}{1,5} = 0,9 > 0,4$.

Donc on va l'étudier séparément.

A) Calcul des sollicitations

❖ partie AB

➤ Calcul des charges

Localisation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q (KN/m)	
			ELU	ELS
Volée	9,95	2,5	17,18	12,45
Palier	6,93		13,11	9,43

Tableau II.44: Calcul des charges dans la volée (1 et 3).

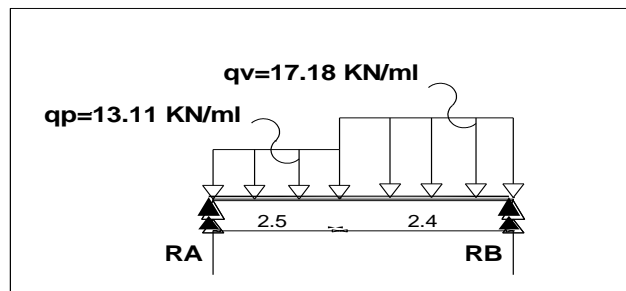


Figure II.21: Schéma statique de volées (1 et 3).

➤ Calcul des Réactions d'appuis

$$\begin{cases} \sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (13,11 \times 2,5) + (17,18 \times 2,4) = 67 \text{ KN.} \\ \sum F_y = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(17,18 \times 2,4 \times 3,7) + (13,11 \times 2,5 \times 1,25)}{4,9} \right] = 39,49 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_B = 39,49 \text{ KN.} \\ R_A = 34,52 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ Calcul des Moment fléchissant et effort tranchant

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

▪ Calcule à l'ELU

1) Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2,4$

$$T(x) = 17,18(x) - 39,49$$

$$\begin{cases} T(0) = -39,49 \text{ KN.} \\ T(1,35) = 1,74 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M(x) = -8,59(x^2) + 39,49(x)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,4) = 45,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

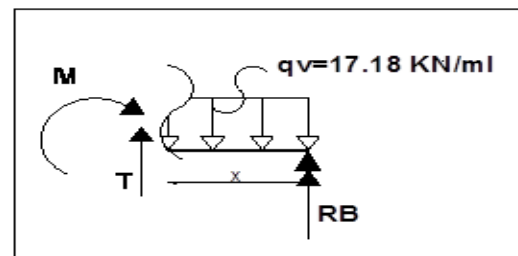


Figure II.22: Schéma de 1^{er} tronçon.

2) Tronçon 2 : $2,4 \leq x \leq 4,9$

$$T(x) = 13,11(x) - 29,72$$

$$\begin{cases} T(2,4) = 1,74 \text{ KN.} \\ T(4,9) = 34,52 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M(x) = -6,56(x^2) + 29,72(x) + 11,72$$

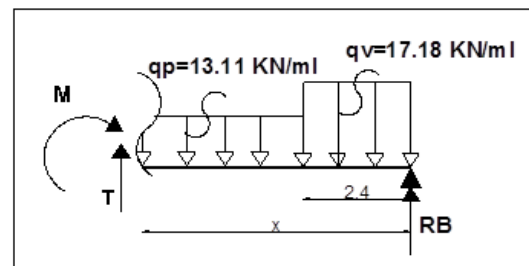


Figure III.23: Schéma de 2^{er} tronçon.

3) Calcul de l'extremum

$$\begin{cases} M(2,4) = 45,29 \text{ KN.m} \\ M(4,9) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 17,18(x) - 39,49 = 0 \Rightarrow x = 2,29 \text{ m}$$

On trouve : $\begin{cases} M_0^{\max} = 45,38 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = R_A = 39,49 \text{ KN} \end{cases}$

▪ Calcul à l'ELS

Sollicitations	Réaction (KN)		M_0^{\max} (KN.m)
	R_A	R_B	
ELS	28,58	24,88	17,69

Tableau II.45: Calcul des sollicitations à L'ELS (partie AB).

❖ partie BC

Sollicitations	M_0^{\max} (KN.m)		V_u^{\max} (KN)
	ELU	ELS	
	-11,95	-8,59	17,69

Tableau II.46: Calcul des sollicitations à L'ELS (partie BC).

Remarque : On voit que les sollicitations maximales des deux parties sont dans la partie (AB).

➤ Calcul des Moment corriger

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t^{\max} = 0.75 \times M_0^{\max} = 0.75 \times 45,38 = 34,04 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = -0.5 \times M_0^{\max} = -0.5 \times 45,38 = -22,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_t^{\max} = 0.75 \times 32,80 = 24,60 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = -0.5 \times 32,80 = -16,40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B) Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large.

Localisation	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
En travée	34,04	0,066	0,086	0,183	5,36	2,29	4HA14 = 6,16
En appui	-22,69	0,044	0,056	0,186	3,51	2,29	4HA12 = 4,52

Tableau II.47: de ferrailage des volées (1 et 3) :

C) Vérification à l'ELU

1) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} \Rightarrow \frac{39,49 \times (10)^{-3}}{1 \times 0,19} = 0,21 \text{ Mpa} \leq 1,17 \text{ Mpa. vérifiée}$$

2) Vérification des armatures de répartitions

- En travée

$$A_t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml on choisit } 3HA10/\text{ml} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } s_t = 25 \text{ cm}$$

❖ En Appuis

$$A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on choisit } 3\text{HA}10/\text{ml} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } s_t = 20 \text{ cm}$$

D) Vérification à l'ELS

1) Vérifications des contraintes

Endroit	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ _{st}	Observation
Travée	24,6	5,07	22273,87	5,59 < 15	Vérifiée
Appui	-16,40	4,44	17290,78	4,21 < 15	Vérifiée

Tableau II.48: vérifications des contraintes à L'ELS.

2) L'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} = \frac{0,22}{4,9} = 0,045 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1,406 - 0,860 + 1,439 - 0,690 = 1,29 \text{ mm.}$$

$$\Delta_f = 1,29 \text{ mm} \leq f_{adm} = 9,8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

II.3.2.2 Etude de la volée intermédiaire 2 (console)

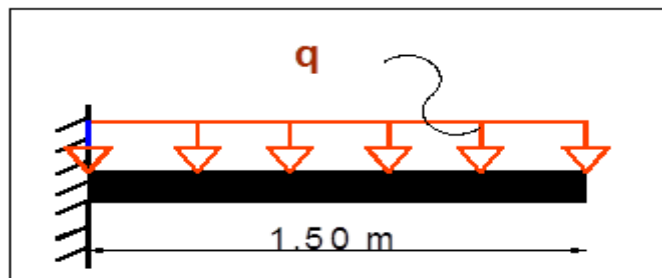


Figure II.24: Schéma de volée intermédiaire 2.

A) Calcul des sollicitations

Localisation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q (KN/m)		M (KN.m)		V _u ^{max} (KN)
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Volée	10,08	2,5	17,35	12,58	-19,51	-14,15	26,02

Tableau II.49: Calcul des sollicitations dans la volée (2).

B) Ferrailage

Localisation	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Volée	-19,51	0,034	0,043	0,196	2,86	2,42	4HA10 = 3,14

Tableau II.50: Ferrailage de volée (2).

C) Vérification à l'ELU

Vérifications	V_u^{\max} (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	S_t (cm ²)
Volée	26,02	0,13	3,33	0,79	3HA8 = 1,51	20

Tableau II.51: vérifications des contraintes à L'ELU.

D) Vérification à l'ELS

1) Vérifications des contraintes

Endroit	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Observation
Volée	-14,15	3,89	14186,09	3,88 < 15	Vérifiée

Tableau II.52: vérifications des contraintes à L'ELS.

2) L'état limite de déformation

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 22 \text{ cm} \geq \left(\frac{M_t}{10M_0} \right) * l = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 b \times d}{f_e} = 21 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

E) Schéma de ferrailage

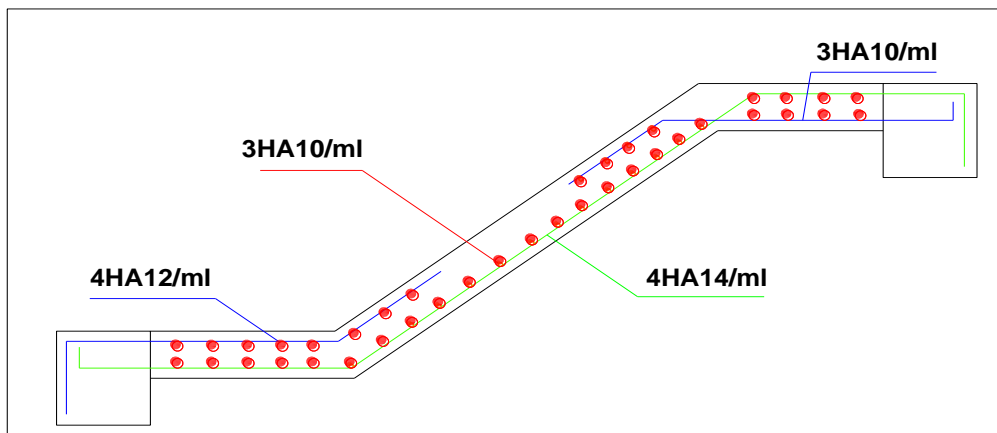


Figure II.25: Schéma de ferrailage de la volée (1 et 3) de partie AB.

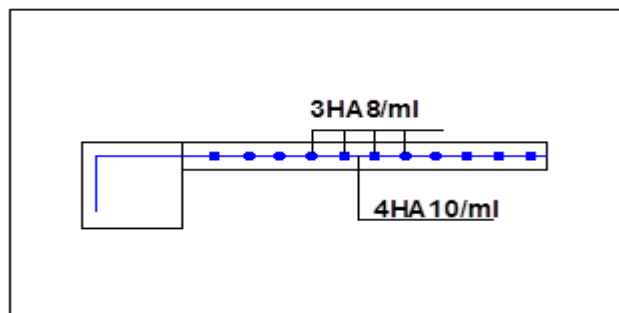


Figure II.26: Schéma de ferrailage de volée (2).

II.3.2.3 Etude de la poutre brisée

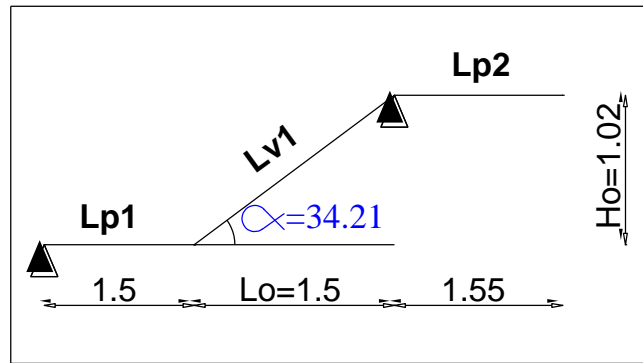


Figure II.27: Schéma de la poutre brisée.

✓ Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91** :

$$L = 1 + 1,55 + 1,50 = 4,86 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 32,4 \text{ cm} \leq h \leq 48,6 \text{ cm.}$$

✓ Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc on prend } b = 35 \text{ cm et } h = 45 \text{ cm.}$$

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion.

❖ Calcul à la flexion simple

• Définition des charges :

Poids propre (KN/m)	Poids de mur (KN/m)	Charges transmises d'escalier (KN)	
		R _B (ELS)	R _B (ELU)
$g_0 = 25 \times b \times h$	$G_m = g_0 \times H_m$		
3,94	4,99	28,58	39,49

Tableau II.53: définition des charges dans la poutre brisée.

A) Calcul des sollicitations

q (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _t (KN.m)		M _a (KN.m)		V _u ^{max} (KN)
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
51,54	37,51	133,37	97,06	100,02	72,80	-53,34	-38,82	117,25

Tableau II.54: Calcul des sollicitations dans la poutre brisée.

B) Ferrailage

Localisation	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Observation
En travée	100,02	0,114	0,152	0,394	7,29	1,78	Vérifiée
En appui	-53,34	0,060	0,078	0,406	3,77	1,78	Vérifiée

Tableau II.55: Calcul de ferrailage à la flexion simple.

C) Vérification nécessaires

V_u^{max} (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Obs.	s_t (cm)	A_{cal} (cm ²)		A_{tras}^{max} (cm ²)
					$(0.4 \times b \times St)/fe$ (1)	$b \times St (\tau_u - 0.3ft28/(0.9 * fe))$ (2)	
117,25	0,80	1,17	Vérifiée	15	0,525	0,248	0,525

Tableau II.56: Vérification à L'ELU.

❖ Calcul à la torsion

- Moment de torsion

$$M^{tor} = -\frac{22,69 \times 4,55}{2} = -51,61 \text{ KN.m}$$

A) Ferrailage à L'ELU

e (cm)	Ω (m ²)	U(m)	A_l^{tor} (cm ²)	A_t^{tor} (cm ²)
5,83	0,114	1,36	8,85	0,98

Tableau II.57: Calcul de ferrailage à la torsion.

➤ Contrainte de cisaillement en torsion

$$\tau^{tor} = \frac{M^{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{51,61 \times 10^{-3}}{2 \times 0,114 \times 0,058} = 3,88 \text{ MPa}$$

➤ Ferrailage global (flexion simple + torsion) à L'ELU

1) Ferrailage longitudinal

$$\begin{cases} A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 11,72 \text{ cm}^2 & \text{soit } 6HA16 = 12,06 \text{ cm}^2 & \text{En travées} \\ A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 8,20 \text{ cm}^2 & \text{soit } 6HA14 = 9,24 \text{ cm}^2 & \text{En appuis} \end{cases}$$

✓ Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1)

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 7,8 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 63 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{en travée: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 11,72 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \text{vérifiée} \\ \text{en appui: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 8,20 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

2) Ferrailage transversales

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0,525 + 0,98 = 1,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

Soit un cadre Ø8 + un étrier de Ø8.

3) Vérification au cisaillement

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} = \sqrt{(0,80)^2 + (3,88)^2} = 3,96 \text{ MPa} > \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \text{ Non vérifiée}$$

Donc on augmente la section de la poutre progressivement jusqu'à voire: b = 35 cm; h = 45 cm.

e (cm)	Ω (m ²)	U(m)	A _l ^{tor} (cm ²)	A _t ^{tor} (cm ²)
6,67	0,128	1,433	8,30	0,87

Tableau II.58: Calcul de ferrailage à la torsion de la section augmenté.

$$\tau_u^{tot} = 3,02 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

$$\begin{cases} A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 11,49 \text{ cm}^2 & \text{soit 6HA16} = 12,06 \text{ cm}^2 & \text{En travées.} \\ A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 7,96 \text{ cm}^2 & \text{soit 4HA16} = 8,04 \text{ cm}^2 & \text{En appuis.} \end{cases}$$

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0,6 + 0,87 = 1,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

Soit un cadre Ø8 + un étrier de Ø8.

B) Vérification à l'ELS

1) Vérifications des contraintes

Endroit	M (kN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
travée	73,89	12,70	108175,64	8,67	15	Vérifiée
Appui	-39,41	9,62	71790,11	5,76	15	Vérifiée

Tableau II.59: Vérification des contraintes à L'ELS.

2) L'état limite de déformation

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = 0,09 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0,0625 \text{ Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0,0072 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105 \text{ Vérifiée} \end{cases}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

C) Schéma de ferrailage

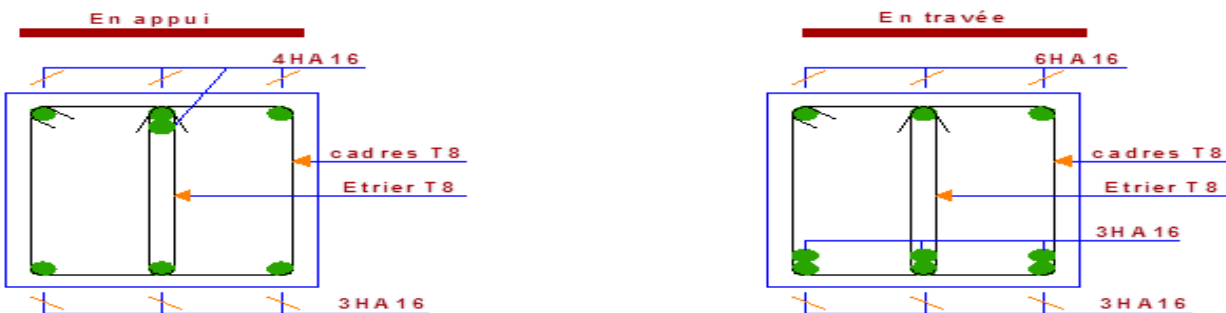


Figure II.28: Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

II.3.3 Etude de l'ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève où on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L_x : Longueur de l'ascenseur = 170cm.
- L_y : Largeur de l'ascenseur = 140cm.
- La charge nominale est de 630 kg.
- H : Hauteur de l'ascenseur = 220cm
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La vitesse V = 1m/s.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- Etude P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

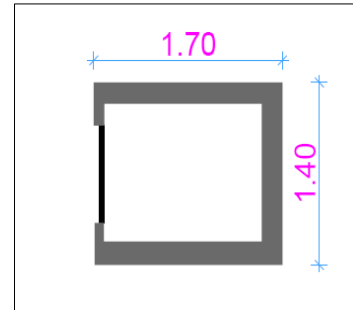


Figure II.29: Dimensions de l'ascenseur.

II.3.3.1 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- **L'épaisseur de la dalle**

On a l_x = 1,4m ; l_y = 1,7m ; S = 2,38 m².

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,4}{1,7} = 0,82 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens.}$$

$$\Rightarrow \frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40} \Rightarrow 3,11 \leq e \leq 4.$$

$$\begin{cases} e \geq 11 \text{ cm pour 2h de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm isolation phonique} \end{cases} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- **Evaluation des charges et surcharges**

On a: g = D_m + P_m + P_{personne} = 51+15+6.3 = 72,3 KN

- **Poids propre de la dalle et du revêtement**

Calcul pour un revêtement de 5 cm

$$G_1 = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids de l'ascenseur**

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2,38} = 60,92 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids total**

$$G^{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 4,85 + 60,92 = 65,77 \text{ KN/m}^2.$$

A) Calcul des sollicitations à l'EL

- **Calcul des charges**

$$\begin{cases} \text{ELU} \Rightarrow q_u = 1,35G^{\text{tot}} + 1,5Q = 1,35 \times 65,77 + 1,5 \times 1 = 90,29 \text{ KN/m}^2. \\ \text{ELS} \Rightarrow q_s = 65,77 + 1 = 66,77 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$\Rightarrow \rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476. \\ \mu_y = 0.7438. \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0479 \times 90.29 \times 1.4^2 = 8.47 \text{ KN. m.} \\ M_0^y = 0.7438 \times 8.47 = 6.28 \text{ KN. m.} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement)**

En travée $\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 8.47 = 6.35 \text{ KN. m.} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.28 = 4.71 \text{ KN. m.} \end{cases}$

En appui $\Rightarrow M_0^x = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 8.47 = -4.23 \text{ KN. m.}$

B) ferrailage

Le calcul se fera à la flexion simple. $b = 1 \text{ m}$; $e = 15 \text{ cm}$.

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	choix	s_t (cm)
Travée	X-X	6.35	0.029	0.037	0.13	1.53	1.27	4HA8=2.01	25
	Y-Y	4.71	0.021	0.027	0.13	1.14	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-4.23	0.019	0.024	0.13	1.02	1.27	4HA8=2.01	25

Tableau II.60: Tableau du ferrailage de dalle.

C) Vérification à l'ELU

1) Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$.

$$\begin{cases} V_u^x = 37,21 \text{ KN} \\ V_u^y = 26,13 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{37,21 \times 10^{-3}}{0,13 \times 1} = 0,286 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa}$$

D) Vérification à l'ELS

$$q_s = 66.77 \text{ KN/m}^2.$$

$$\Rightarrow \rho = 0,82 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0546 \\ \mu_y = 0,8216 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 8,47 \text{ KN. m.} \\ M_0^y = 6,28 \text{ KN. m.} \end{cases}$$

➤ **Moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 6.35 \text{ KN. m.} \\ M_t^y = 4.71 \text{ KN. m.} \\ M_a^x = -4.28 \text{ KN. m.} \end{cases}$$

1) Vérifications des contraintes

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
x-x	6.35	2.51	3844.82	3.82 < 15	vérifiée
y-y	4.71	2.51	3844.82	3.14 < 15	vérifiée
Appui	-4.28	2.51	3844.82	2.55 < 15	vérifiée

Tableau II.61: Tableau de vérification des contraintes.

2) Vérifications de L'état limite de déformation

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Sens (X.X) : $\begin{cases} 0,094 \geq 0,0375 \dots \text{vérifiée} \\ 0,0015 < 0,005 \dots \text{vérifiée} \end{cases}$

Sens (Y.Y) : $\begin{cases} 0,083 \geq 0,0375 \dots \text{vérifiée} \\ 0,0015 < 0,005 \dots \text{vérifiée} \end{cases}$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

E) Schéma de ferrailage

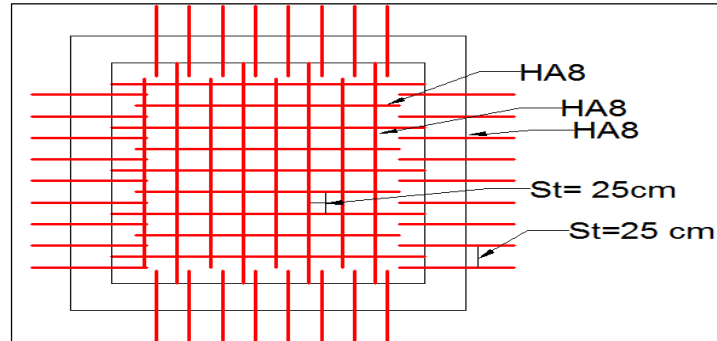


Figure II.30: Ferrailage de la dalle au-dessous.

II.3.3.2 Etude de la Dalle salle de machine

On a le schéma représentant la surface d'impact :

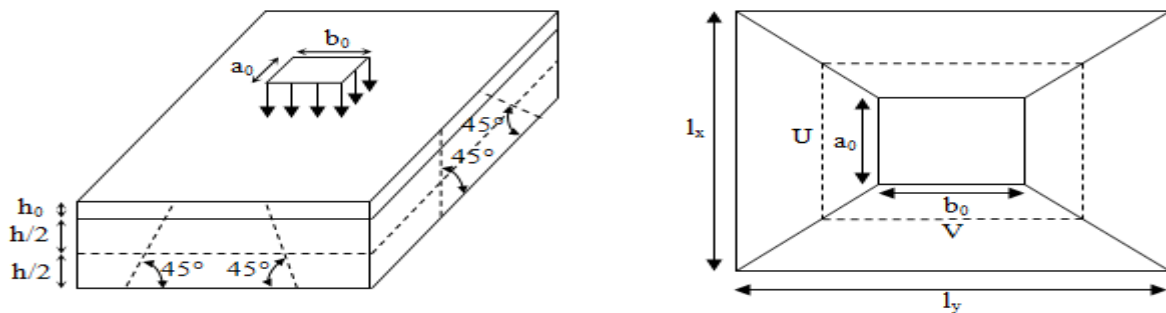


Figure II.31: Illustration de la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x .	h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine.
b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .	h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide.
$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.	$\xi = 0.75 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$

Tableau II.62: les coordonnées de dalle salle de machine.

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 0,75 \times 5) = 102,5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0,75 \times 5) = 102,5 \text{ cm}$$

• **À l'ELU**

$$\text{On a: } g = 72.5 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 1.35 \times g = 97.605 \text{ KN}$$

A) Calcul des sollicitations

$$\text{On a selon le BAEL: } \begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAU **annexe 2**, en fonction de ρ .

$$\text{Avec: } \alpha = \frac{U}{l_y}, \beta = \frac{V}{l_x}$$

$$\nu: \text{coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0,2 \Rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\rho = 0.82 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,64 \\ \beta = 0,57 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,085 \\ M_2 = 0,067 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments de M_{x1} et M_{y1} du système de levage**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97,605 \times 0,085 = 8,296 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97,605 \times 0,067 = 6,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle**

$$\rho = \begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/m.}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0476 \times 8,05 \times 1.4^2 = 0,75 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,7438 \times 0,98 = 0,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,296 + 0,75 = 9,047 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_y = 6,54 + 0,73 = 7,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.047 = 6.785 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times 7.27 = 5.45 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.5 \times 9.047 = -4.523 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B) Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur $b= 1 \text{ lm}$, $d=0,13 \text{ m}$

Endroit	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix	s_t (cm)
Travée	X-X	6.785	0.029	0.037	0.13	1.54	1.272	4HA8=2.01	25
	Y-Y	5.45	0.023	0.029	0.13	1.2	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-4.523	0.019	0.024	0.13	1.03	1.272	4HA8=2.01	25

Tableau II.63: Tableau des ferrailages de la dalle.

C) Vérification à l'ELU

1) Vérification des espacements :

Pour un chargement concentré et FPN.

$$s_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2) Vérification au poinçonnement

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Hauteur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (102.5 + 102,5) \Rightarrow U_c = 410 \text{ cm} ; P_u = 97,605 \text{ KN.}$$

$$P_u = 97,605 < 0,045 \times 410 \times 10^{-2} \times 0,15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 461,25 \text{ KN.}$$

3) Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

On a:

$$v = u \Rightarrow V_{max} = \frac{P_u}{3 \times v} = 31.74 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.244 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• À PELS

A) Calcul des sollicitations

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN.}$$

➤ Les moments engendrés par le système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 7.11 \text{ KN. m.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.067 + 0.2 \times 0.085) = 6.07 \text{ KN. m.} \end{cases}$$

➤ Les moments dus au poids de la dalle

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0546 \times 5.85 \times 1.6^2 = 0.82 \text{ KN. m.} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8216 \times 0.82 = 0.67 \text{ KN. m.} \end{cases}$$

➤ Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.11 + 0.82 = 7.93 \text{ KN. m.} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.07 + 0.67 = 6.74 \text{ KN. m.} \end{cases}$$

➤ Moments corrigé

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 7.93 = 5.95 \text{ KN. m.} \\ M_t^y = 0.75 \times 6.74 = 5.055 \text{ KN. m.} \\ M_a^x = -0.5 \times 7.93 = -3.965 \text{ KN. m.} \end{cases}$$

B) Vérification à l'ELS

1) Vérification des contraintes

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
X-X	5.95	2.515	3844.81	3.892 < 15	<i>vérifiée</i>
Y-Y	5.055	2.515	3844.81	3.307 < 15	<i>vérifiée</i>
Appui	-3.965	2.515	3844.81	2.594 < 15	<i>vérifiée</i>

Tableau II.64: Tableau de vérification des contraintes.

2) Vérification de la flèche

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

$$\text{Sens (X.X)} : \begin{cases} 0,094 \geq 0,038 \dots \text{vérifiée} \\ 0,0015 < 0,005 \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{Sens (Y.Y)} : \begin{cases} 0,083 \geq 0,0375 \dots \text{vérifiée} \\ 0,0015 < 0,005 \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

C) Schéma de ferrailage

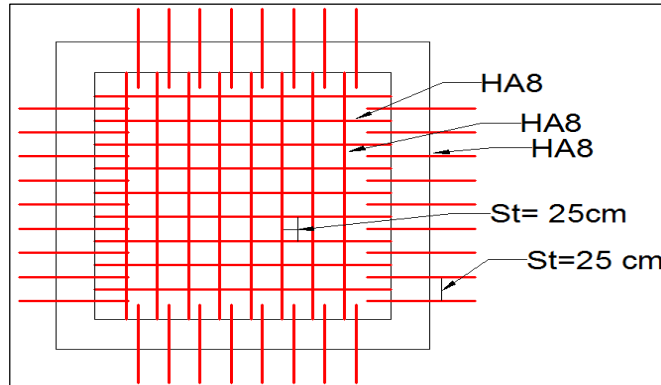


Figure II.32: Ferrailage de dalle des machines

Remarque : la dalle de la salle des machines est soumise à un chargement concentré donc les barres seront prolongée jusqu'aux appuis.

II.3.4 Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.
Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.
La fissuration est considérée nuisible

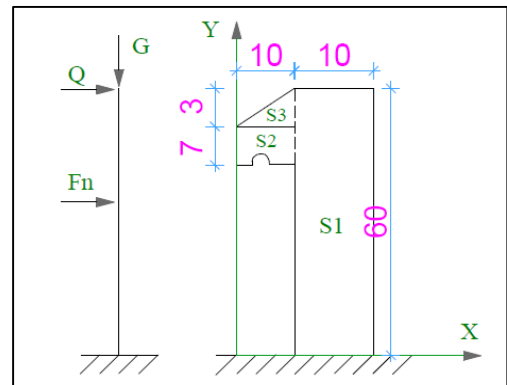


Figure II.33: Schémas de l'acrotère.

II.3.4.1 Evaluation de charge

- Poids propre

$$S = 15 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 1135 \text{ cm}^2.$$

$$G_1 = 25 \times 0,1135 \times 1 = 2,84 \text{ KN.}$$

- Poids des enduits

$$G_2 = 0,03 \times 18 \times 0,7 \times 1 = 0,378 \text{ KN.}$$

- Le poids total

$$W_p = G_1 + G_2 = 2,84 + 0,378 = 3,218 \text{ KN.}$$

Q=1 KN.

- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

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

A: Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$) (RPA ART. 6.2.3, Tableau 6.1).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,9825 = 0,9516 \text{ KN}$$

II.3.4.2 Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité

$$\begin{cases} S_1 = 600 \text{ cm}^2; x_1 = 5 \text{ cm}; y_1 = 35 \text{ cm}. \\ S_2 = 70 \text{ cm}^2; x_2 = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ cm}; y_2 = 60 - \left(3 - \frac{7}{2}\right) = 53.5 \text{ cm}. \\ S_3 = 15 \text{ cm}^2; x_3 = 15 + \frac{10}{3} = 18,33 \text{ cm}; y_3 = 60 - 3 - \frac{3}{3} = 58 \text{ cm}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_g = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{600 \times 5 + 70 \times 15 + 15 \times 18,33}{600 + 15 + 70} = 6,313 \text{ cm}. \\ Y_g = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{1050 \times 35 + 15 \times 68 + 70 \times 63,5}{600 + 15 + 70} = 33,014 \text{ cm}. \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 1.9825 \text{ KN}. \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}. \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g = 0.9516 \times 0.3301 = 0.3141 \text{ KN.m}. \end{cases}$$

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	1,9825	4,176	2,9825
M (KN.m)	0,9141	0,9	0,6

Tableau II.65: Combinaisons d'action sur l'acrotère.

- Calcul de l'excentricité à l'ELU

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0,9}{4,176} = 0,215 \text{ m}; \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m}.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 .

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 0,26) = 2 \text{ cm}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \Rightarrow M_G = 0; \alpha = 0$$

\emptyset : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

α : c'est Le rapport du au premier ordre, dû aux charges permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1,2$ m.

h_0 : Hauteur de section qui est égale à 10 cm.

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{0,1 \times 10^4} = 0,00864 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0,243 \text{ m.}$$

II.3.4.3 Ferrailage

$$N_u = 4,176 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 4,176 \times 0,243 = 1,014 \text{ KN. m.}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$h = 0,10\text{m}; d = 0,8\text{m}; b = 100 \text{ cm.}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,014 + 4,176 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,139\text{KN. m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,139 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,0066 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,0078$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1 \times (1 - 0,4 \times 0,0078) = 0,0996 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1,139 \times 10^{-3}}{0,0996 \times 348} = 3,286 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,3286 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,3286 \times 10^{-4} - \frac{4,176 \times 10^{-3}}{348} = 2,086 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,208 \text{ cm}^2.$$

II.3.4.3 Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 9,66 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 9,66 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} > A \dots \dots \dots \text{ non vérifiée} \text{ On prend } A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

1) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4}; A_s = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

2) Espacement

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm, On adopte } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{60}{4} = 15 \text{ cm; On adopte } S_t = 15 \text{ cm.}$$

3) Vérification de l'effort tranchant

• Situation durable

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,0187 \text{ MPa}; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• Situation accidentelle

$$V_u = F_p + Q = 0.9516 + 1 = 1.9516 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,9516 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0.01626 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

II.3.4.4 Vérifications à l'ELS

1) Vérifications des contraintes

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}, N_{ser} = 2.9825 \text{ KN}; d = 0.08 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}. \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right). \end{cases}$$

2) Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0,6}{2,9825} + \left(0,1 - \frac{0,15}{2}\right) = 0,226 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section} \Rightarrow c = 0.1 - 0.226 = -0.126 \text{ m}$$

On a :

$$\begin{cases} p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times (-0,126)^2 + 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,1+0,126)}{1} \\ q = -2 \times (-0,126)^3 - 90 \times 2,01 \times 10^{-4} \times \frac{(0,1+0,126)^2}{1} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = -0,0435 \text{ m}^2. \\ q = 0,0049 \text{ m}^3. \end{cases}$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$. on a deux méthodes à suivre. Soit par tâtonnement, ou par la méthode suivante :

$$\text{On calcule le } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on a trois racines réelles :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \end{cases}$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ on a une seule racine réelle :

$$\text{On calcul} \Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$$\Delta = (0,0049)^2 + \frac{4 \times (-0,0435)^3}{27} = -1,18 \times 10^{-5} < 0 \Rightarrow \text{trois racines réelles.}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{0,0435}{3}} = 0,240 \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times 0,0049}{2 \times (-0,0435)} \sqrt{\frac{-3}{-0,0435}} \right) = 126,27^\circ \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} y_{c1} = 0,240 \times \cos \left(\frac{126,27}{3} \right) = 0,178 \text{ m.} \\ y_{c2} = 0,240 \times \cos \left(\frac{126,27}{3} + 120 \right) = -0,228 \text{ m.} \\ y_{c3} = 0,240 \times \cos \left(\frac{126,27}{3} + 240 \right) = 0,050 \text{ m.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0,178 - 0,151 = 0,027 \text{ m.} \\ y_2 = -0,228 - 0,151 = -0,077 \text{ m.} \\ y_3 = 0,050 - 0,151 = -0,101 \text{ m.} \end{cases}$$

On a : $y = y_1 = 0,027 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = \frac{1 \times (0,027)^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times (0,1 - 0,027) \\ \Rightarrow \mu_t = 1,44 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{2,982 \times 10^{-3} \times 0,027}{1,44 \times 10^{-4}} = 0,559 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \times 2,982 \times 10^{-3} \times \frac{(0,1 - 0,027)}{1,44 \times 10^{-4}} = 22,67 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min(266,67; 202) = 202 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,559 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \sigma_{st} = 22,67 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

II.3.4.5 Schémas ferrailage

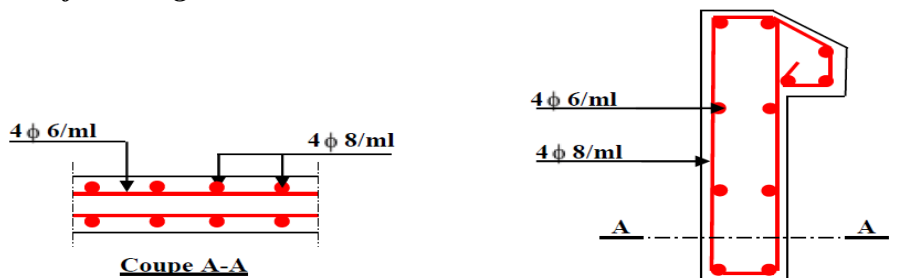


Figure II.34: Ferrailage de l'acrotère.

II.3.5 Etude de la poutre de chaînage

Les poutres de chaînages, à calculer dans notre projet, sont des poutres horizontales en béton armé, qui sert à séparer les vides par des murs.

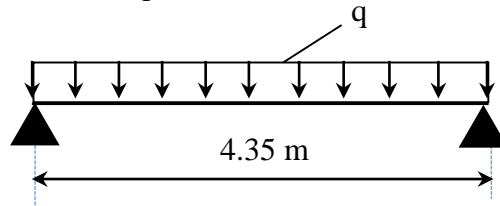


Figure II.35: schéma statique d'une poutre de chaînage.

II.3.5.1 Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$l_{max} = 520 - 30 = 490 \text{ cm} = 4,9 \text{ m}$$

II.3.5.2 Selon la condition de la flèche :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \Rightarrow \frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \Rightarrow 27 \leq h \leq 40,5$$

Soit : h = 45 cm ; b = 40 cm

II.3.5.3 Calcul des sollicitations

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

- **Poids propre de chaînage:** $G_p = 25 \times 0,45 \times 0,4 = 4,5 \text{ KN/m}$
- **Poids du mur:** $G_m = 2,74 \times (2,97 - 0,45) = 6,9 \text{ KN/m}$

$$D'où : \begin{cases} q_u = 1,35(G_p + G_m) = 15,39 \text{ KN/m} \\ q_s = (G_p + G_m) = 11,4 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{15,39 \times 4,35^2}{8} = 36,40 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{15,39 \times 4,35}{2} = 33,47 \text{ KN} \\ M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{11,4 \times (4,35)^2}{8} = 26,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Correction des moments

$$ELU: \begin{cases} M_u^t = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 36,4 = 30,94 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0,3 \times M_u = -0,3 \times 36,40 = -10,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} M_s^t = 0,85 \times M_s = 0,85 \times 38,532 = 32,75 \text{ KN.m} \\ M_s^a = -0,3 \times M_s = -0,3 \times 38,532 = -11,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B) Ferrailage

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{choisis} \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	32.75	0.042	0.054	0.42	3.03	2.08	3HA12 = 3.39
En appui	-11.56	0.015	0.019	0.43	1.04	2.08	3HA10 = 2.36

Tableau II.66: Tableau de ferrailage de la poutre de chaînage

II.3.5.4 Vérification à l'ELU

1) Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.47 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.43} = 0.194 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2) Calcul des armatures transversales :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$, puis on calcul A_{trans} :

$$\begin{cases} A_{\text{trans}} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{\text{trans}} \geq 0,6 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{trans}} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}{0.9 \times f_e} < 0 \end{cases}$$

Soit un cadre de $\varnothing 8$ + une épingle de $\varnothing 8 \rightarrow A_t = 3\varnothing 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

II.3.5.5 Vérification à l'ELS

1) Vérifications des contraintes

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Endroit	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	32.75	9.26	68473.98	4.43	15	<i>vérifiée</i>
En appui	-11.56	7.884	50186.92	1.82	15	<i>vérifiée</i>

Tableau II.67: Tableau de vérification des contraintes.

2) Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8\text{m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.0865 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ 0.00197 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ 5.2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

II.3.5.6 Schéma de ferrailage

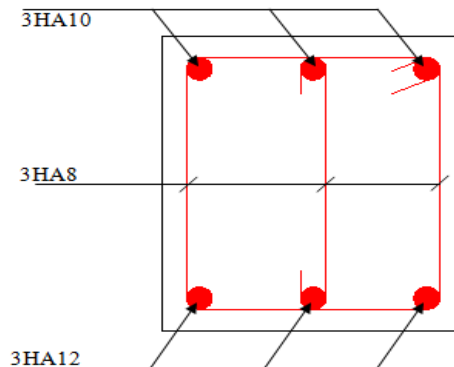


Figure II.36: Ferrailage de la poutre de chaînage.

II.4 Conclusion

Dans ce chapitre on a étudié les éléments non structuraux, à près avoir un pré dimensionnement des éléments (principales et secondaires), qui convient à notre bâtiment, sous la vérification des conditions nécessaires, ces dimensions sont résumé comme suit :

Les éléments		Les dimensions
Plancher à corps creux		(16+4) cm
Dalle pleine	interne	e = 14 cm
	externe	e = 12 cm
Escalier		e = 22 cm
Poutres	secondaires	(30 × 35) cm ²
	Principal	(30 × 40) cm ²
Voiles		e = 20 cm
Poteaux	E.sol ; RDC et Sous-sol	(55 × 55) cm ²
	1 ^{er} et 2 ^{eme} Etage	(50 × 50) cm ²
	3 ^{eme} et 4 ^{eme} Etage	(45 × 45) cm ²
	5 ^{eme} et 6 ^{eme} Etage	(40 × 40) cm ²
	7 ^{eme} et 8 ^{em} Etage	(35 × 35) cm ²
	9 ^{eme} Etage	(30 × 30) cm ²

Tableau II.68: Récapitulatif des dimensions des différents éléments.

L'objectif de cette étude est déterminé les sections d'aciers nécessaires pour les éléments Non structuraux.

Le choix de corps creux était un bon choix, car toutes les vésications et conditions sont satisfaites pour ce type de plancher.

Notre projet contient quatre types de dalle pleine, elles ont été étudiées et ferrillées avec les sollicitations les plus défavorables.

Notre structure présente trois types d'escaliers, Ces derniers ont été étudiés et ferrillés à la flexion simple.

Les poutres ont été étudiées et ferrillés, sous des sollicitations les plus défavorables. La poutre brisée à la flexion ainsi que la torsion, et La poutre de chaînage à la flexion simple.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles en vigueur. En dernier lieu, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle du local des machines.



Chapitre III :

Etude dynamique

III.1 Introduction

L'Object d'étude dans ce chapitre est le comportement de la structure, causée par des actions dynamiques, qui engendre des déplacements en fonction de temps. Afin de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

III.2 Méthodes utilisables

Selon le RPA99/2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

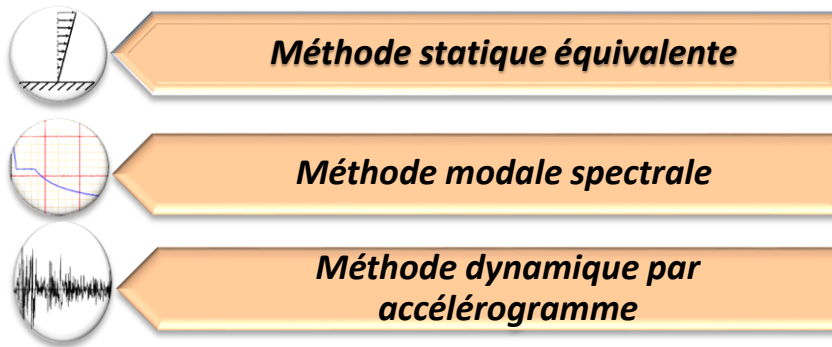


Figure III.1: les différentes méthodes de calcul.

III.2.1 Méthode statique équivalente

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par RPA99/version 2003 (régularité en plan, régularité en élévation, ect ...). Ce qui est n'est pas vérifier de notre cas. Donc la méthode qui nous convient est celle de l'analyse modale spectrale, avec le calcul d'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

III.2.2 Méthode dynamique modale spectrale

III.2.2.1 Principe

Est une méthode utilisée pour l'analyse sismique des structures, qui sert à une recherche d'un maximum pour chaque mode de vibration, engendrés par des effets des forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

III.2.2.2 Modélisation

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

III.2.3. Méthode dynamique par accélérogramme

Cette méthode nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes, calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

III.3 Calcul de la force sismique V_{st}

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée dans deux

Directions horizontales et orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots \text{(RPA99/2003 Art (4.2.3))}.$$

Tel que :

- A**: coefficient d'accélération de la zone (RPA99/2003 tableau (4.1)).
- D**: facteur d'amplification dynamique moyen (RPA99/2003 (4.2)).
- R**: coefficient de comportement global de la structure (RPA tableau (4.3)).
- Q**: facteur de qualité (RPA (4-4)).
- W**: poids total de la structure (RPA(4-5)).

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

III.3.1 Coefficient d'accélération de la zone

{ Groupe d'usage 2
 { Zone II_a ⇒ **A = 0,15.**

III.3.2 Coefficient de comportement global de la structure

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification d'interaction ⇒ **R = 5.**

III.3.3 Facteur d'amplification dynamique

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s.} \\ 2,5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s.} \end{cases} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Formule 4.2).}$$

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Formule 4.3).}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8,5\% \qquad \text{D'où :} \qquad \eta = 0,816$$

On a un site ferme S₂ ⇒ $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \end{cases} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7).}$

Avec : T₁, T₂: périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

• *Calcul de la période fondamentale de la structure*

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques) avec interaction, donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = C_T H^{3/4} & \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Formule 4-6).} \\ T_2 = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} & \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Formule 4-7).} \end{cases}$$

Tel que :

- $\{C_T$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
- $\{H$: hauteur total du bâtiment.
- $\{L$: dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\left\{ \begin{array}{l} C_T = 0,05 \quad \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Tableau 4.6).} \\ H = 39,14 \text{ m} \quad \text{et} \quad L = \begin{cases} L_x = 28,57 \text{ m.} \\ L_y = 15,60 \text{ m.} \end{cases} \end{array} \right.$$

On aura : $\begin{cases} T_x = 0,659 \text{ s} \\ T_y = 0,782 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_z}{T} \right)^{2/3} \implies \begin{cases} D_x = 1,68 \text{ s} \\ D_y = 1,30 \text{ s} \end{cases}$$

III.3.4 Facteur de qualité :

N°	Critère (q)	Observée	P _{q/xx}	Observée	P _{q/yy}
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3	Régularité en plan	Oui	0	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau III.1: Les défèrent valeurs des pénalités.

$$\{Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ RPA99/2003 (Formule (4-4))}$$

$\{P_q$: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

D'où : $\begin{cases} Q_x = 1,1 \\ Q_y = 1,15 \end{cases}$

III.3.5 Poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Formule (4 - 5)).}$$

Avec :

- $\{W$: égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).
- $\{W_{Gi}$: poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.
- $\{W_{Qi}$: charge d'exploitation.
- $\{\beta$: coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5).

Dans notre cas: $\beta = \begin{cases} 0,2 \text{ (habitation).} \\ 0,6 \text{ (comercial, stookage).} \end{cases}$ Et $W = 43714,0674 \text{ KN.}$

La force sismique statique à la base de la structure est : $\begin{cases} V_x^{st} = 2423,508 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 1960,576 \text{ KN} \end{cases}$

III.4 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13).}$$

III.5 Modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est [L'ETABS 16](#)

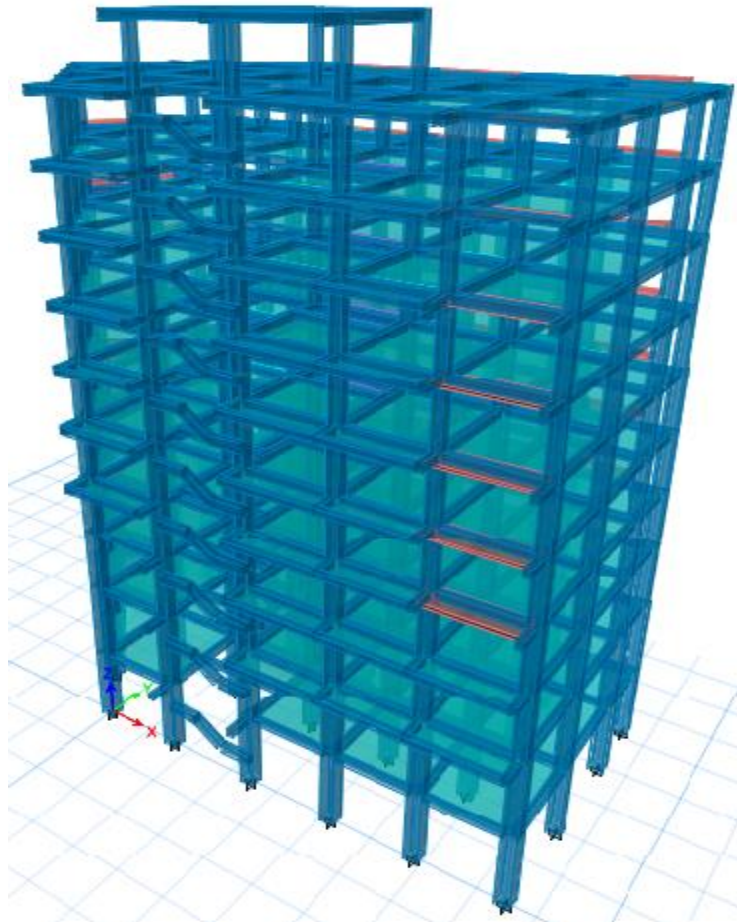


Figure III.2: Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel ETABS 16.

III.5.1 Disposition des voiles de contreventement

La présence de décrochement ainsi que, l'aspect architectural ont rendus difficile le choix de la disposition de contreventement. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La disposition des voiles est représentée sur la figure qui suit

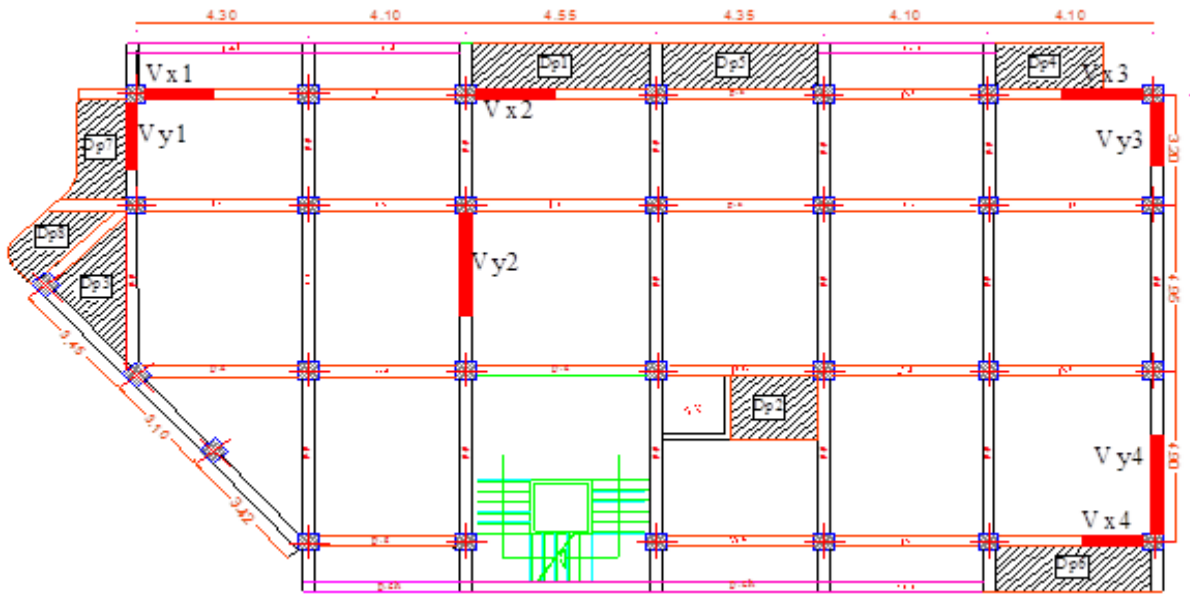


Figure III.3: Vu en plan de la disposition des voiles de contreventement.

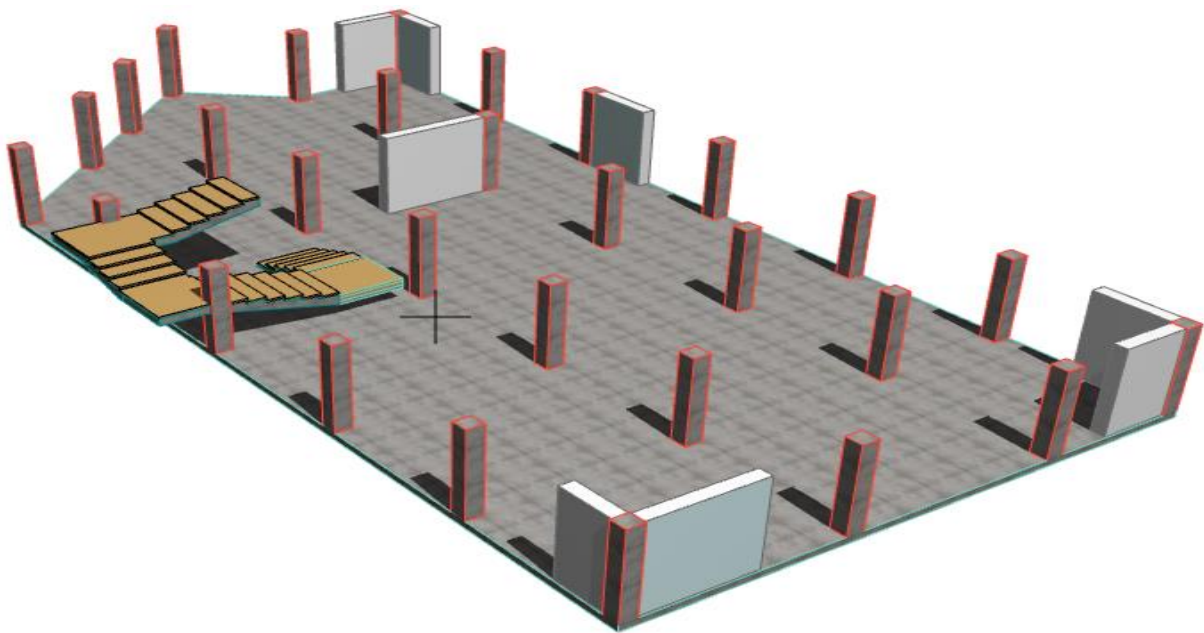


Figure III.4: Vu en 3D de la disposition des voiles réaliser avec le logiciel ArchiCAD 16.

Cette disposition n'est certainement pas la disposition parfaite ; malgré qu'elle vérifie la majorité des conditions éditées par le RPA99/2003.

III.5.2 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

III.5.2.1 Mode de vibration et taux de participation des masses

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient. Selon (RPA99/version 2003 Art4.3.4), ces modes doit être tel que la somme des masses

Modales soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Sont résumés comme suit :

Mode	Période(s)	U _x	U _y	Sum U _x	Sum U _y
1	0,902	0,7734	0,0005	0,7734	0,0005
2	0,817	0,0007	0,7529	0,7741	0,7534
3	0,657	0,00002202	0,0001	0,7741	0,7535
4	0,264	0,1258	0,0013	0,8999	0,7548
5	0,233	0,0023	0,1328	0,9022	0,8876
6	0,182	0,0028	0,0029	0,905	0,8905
7	0,157	0,0097	0,0006	0,9147	0,8911
8	0,151	0,0009	0,0138	0,9155	0,9049
9	0,134	0,0042	0,00002973	0,9198	0,905
10	0,117	0,0306	0,0015	0,9503	0,9064
11	0,102	0,0019	0,0398	0,9522	0,9462
12	0,078	0,0002	0,0028	0,9524	0,949

Tableau III.2: modes de vibration, période et taux de participation massique.

- A travers le tableau on voit bien que la condition du (RPA99/2003 Art 4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite pour les deux directions X et Y à partir du 8^{ème} mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS 16 dans les deux premiers modes doivent être inférieurs à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4).

Dans notre cas :

- Mode 1: T_{numérique} est supérieur à celle calculé après la majoration de 30% ⇒ T_x = 0,857 s.
- Mode 2: T_{numérique} est inférieur à celle calculé après la majoration de 30% ⇒ T_y = 1,101s.

• **Analyse des résultats :**

On remarque que la période n'est pas vérifiée dans le sens (X-X).

III.5.2.2 Les modes de vibrations

Les trois premiers modes de vibrations sont montrés sur les figures suivantes :

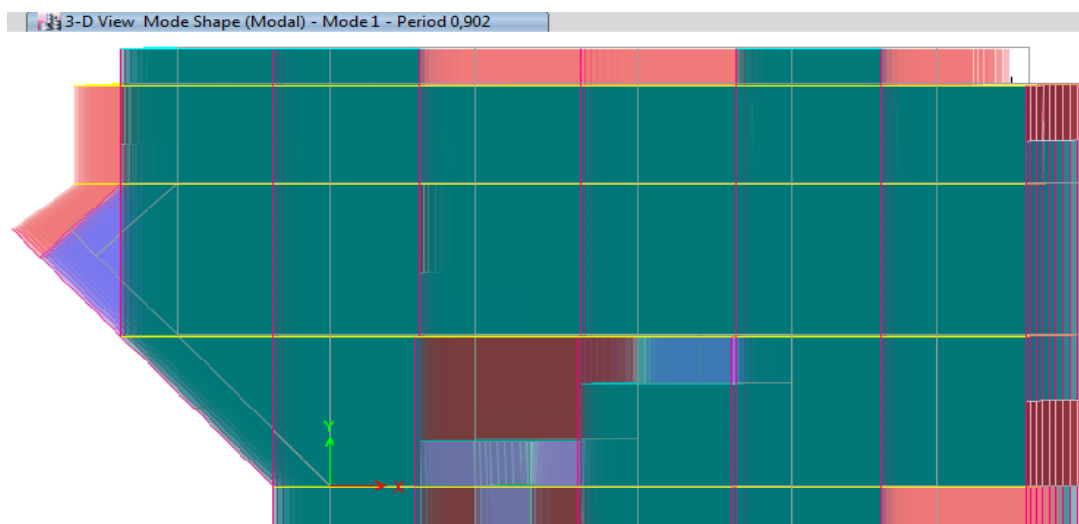


Figure III.5: Translation selon l'axe X-X (mode de vibration 1).

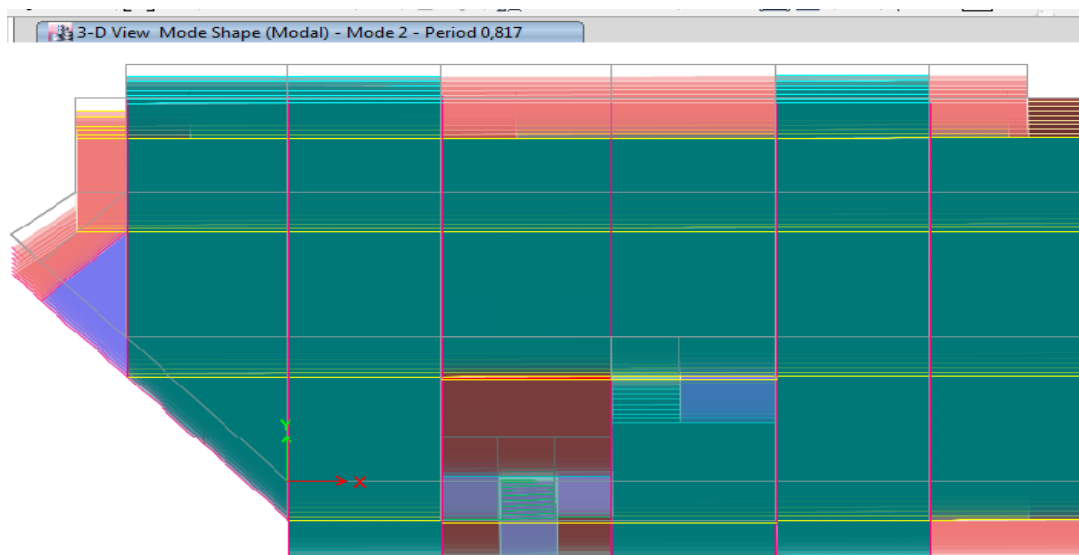


Figure III.6: Translation selon l'axe Y-Y (mode de vibration 2).

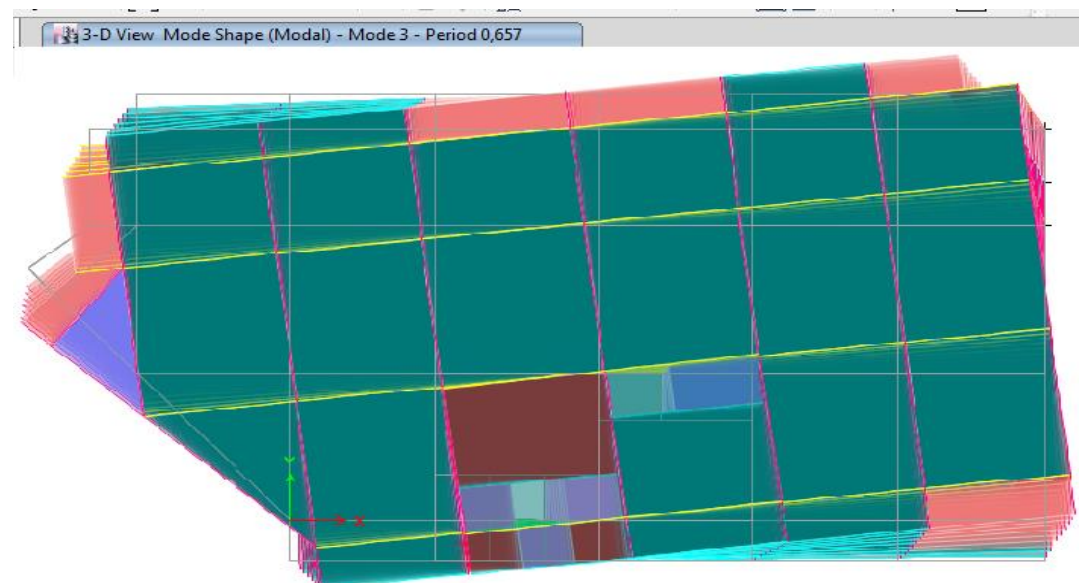


Figure III.7: Torsion selon l'axe Z-Z (mode de vibration 3).

III.5.2.3 Vérification de la résultante des forces sismiques

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6).}$$

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faut augmenter tous les paramètres de réponse dans le rapport $0.8 V_{st}/V_{dyn}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	2423,508	1938,806	2026,1424	Vérifiée
Y-Y	1960,576	1568,4608	1634,0446	Vérifiée

Tableau III.3: Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

III.5.2.4 Justification de l'interaction (voiles-portiques)

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

A) Interaction sous charge vertical :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Niveau	(%) Charges verticales		(%) des charge verticales	
	Portiques	voiles	Portiques	voiles
E.SOL	37428,2106	5154,0096	87,896	12,104
RDC	33581,7179	6039,0615	84,758	15,242
1	29267,8478	5576,9832	83,995	16,005
2	25393,2493	4953,7823	83,676	16,324
3	21515,0664	4451,9206	82,855	17,145
4	17903,4332	3776,7581	82,579	17,420
5	14204,4727	2950,2985	82,802	17,198
6	10765,6377	2410,7749	81,704	18,296
7	7297,153	1678,694	81,298	18,702
8	4008,0957	865,7789	82,236	17,764
9	419,1265	/	100	0

Tableau III.4: vérification d'interaction portiques-voiles sous charge vertical.

B) Interaction Sous charges horizontale

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	portiques	voiles	portiques	Voiles	portiques	voiles	portiques	voiles
E.SOL	603,1804	1428,393	443,509	1268,3581	29,690	70,309	25,908	74,092
RDC	636,2522	677,3789	453,413	964,2432	48,435	51,565	31,983	68,017
1	681,8547	536,4049	543,8168	926,2532	55,969	44,030	36,992	63,007
2	733,4187	357,9168	630,4762	734,458	67,204	32,796	46,191	53,809
3	611,3989	353,2241	533,7576	708,6349	63,382	36,618	42,962	57,038
4	624,1626	266,7214	569,6889	543,049	70,061	29,939	51,197	48,802
5	494,1408	242,7143	443,3261	520,3651	67,061	32,939	46,003	53,998
6	487,4984	192,1156	455,6856	346,4767	71,732	28,268	56,807	43,193
7	331,2971	203,0962	309,2045	309,8199	61,995	38,005	49,950	50,049
8	373,5136	79,5506	370,4322	146,9715	82,442	17,558	71,594	28,406
9	54,3528		66,7363		100	0	100	0

Tableau III.5: Vérification d'interaction portiques-voiles sous charges horizontale.

III.5.2.5 Vérification de l'effort normal réduit

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

- N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B : section du béton.
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	N _d (KN)	Combinaison	v	observation
E.SOL	65*65	3010,3586	G+Q+EX	0,285	vérifiée
RDC	65*65	2914,9503	G+Q+EX	0,276	vérifiée
1	60*60	2573,5858	G+Q+EX	0,286	vérifiée
2	60*60	2150,7286	G+Q+EX	0,239	vérifiée
3	55*55	1749,1099	G+Q+EX	0,231	vérifiée
4	55*55	1412,0309	G+Q+EX	0,187	vérifiée
5	50*50	1108,9707	G+Q+EX	0,177	vérifiée
6	50*50	859,8876	G+Q+EX	0,138	vérifiée
7	45*45	636,4755	G+Q+EX	0,126	vérifiée
8	45*45	422,3665	G+Q+EX	0,083	vérifiée
9	40*40	184,1857	G+Q+EX	0,046	vérifiée

Tableau III.6: Vérification de l'effort normal réduit.

III.5.2.6 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10)).

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure. RPA99/2003(Art 4.43).
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques *Fi* (y compris l'effet de torsion).
- R** : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

h _k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
408	0,0111	0,056	0	0,056	0,014	0,0073	0,037	0	0,037	0,009
408	0,1391	0,696	0,056	0,640	0,157	0,1079	0,539	0,037	0,503	0,123
340	0,3256	1,628	0,696	0,933	0,274	0,2697	1,349	0,539	0,809	0,238
306	0,5083	2,542	1,628	0,914	0,299	0,4391	2,196	1,349	0,847	0,277
306	0,6934	3,467	2,542	0,926	0,302	0,6154	3,077	2,196	0,882	0,288
306	0,873	4,365	3,467	0,898	0,293	0,7882	3,941	3,077	0,864	0,282
306	1,0442	5,221	4,365	0,856	0,279	0,9535	4,768	3,941	0,827	0,270
306	1,2005	6,003	5,221	0,782	0,255	1,1043	5,522	4,768	0,754	0,246
306	1,3411	6,706	6,003	0,703	0,229	1,2401	6,201	5,522	0,679	0,222
306	1,4648	7,324	6,706	0,619	0,202	1,3596	6,798	6,201	0,598	0,195
296	1,5658	7,829	7,324	0,505	0,171	1,4671	7,336	6,798	0,538	0,182

Tableau III.7: vérification de déplacement relatif.

III.5.2.7 Justification vis à vis de l'effet P-Delta

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 5.9), Les effets du 2° ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \quad \text{Avec : } P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).
- h_k : hauteur de l'étage k.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ
E.SOL	408	37277,7	0,056	2031,5734	0,003	0,037	1711,8671	0,002
RDC	408	34659,3	0,640	1313,6311	0,041	0,503	1417,6562	0,030
1	340	30540,4	0,933	1218,2596	0,068	0,809	1470,07	0,049
2	306	26736,9	0,914	1091,3355	0,073	0,847	1364,9342	0,054
3	306	22881,0	0,926	964,623	0,071	0,882	1242,3925	0,053
4	306	19121,7	0,898	890,884	0,063	0,864	1112,7379	0,049
5	306	15152,7	0,856	736,8551	0,058	0,827	963,6912	0,042
6	306	11679,6	0,782	679,614	0,044	0,754	802,1623	0,036
7	306	8010,4	0,703	534,3933	0,034	0,679	619,0244	0,029
8	306	4439,5	0,619	453,0642	0,020	0,598	517,4037	0,017
9	296	387,9	0,505	54,3528	0,012	0,538	66,7363	0,011

Tableau III.8: Vérification de l'effet P-Delta.

➤ D'après les résultats obtenus dans le tableau les efforts P-Δ peuvent être négligés.

III.6 Conclusion

L'étude de la structure sous sollicitations dynamiques a été modélisée grâce au logiciel ETABS 16. Afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA99/Version 2003, car La présence de décrochement, et l'aspect architectural ont rendu difficile le choix de la disposition des voiles.

Mais finalement, nous avons abouti à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, après avoir augmenté les sections des poteaux.



Chapitre IV :

Etude des éléments Principaux

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons déterminer le ferrailage nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Les différentes sollicitations qui sont utilisé sont tirées de l'analyse sismique réalisée par le logiciel ETABS V16.

IV.2 Les combinaisons de calcul

- 1). 1,35G+1.5Q
- 2). G+Q
- 3). G+Q+E
- 4). G+Q-E
- 5). 0,8G+E
- 6). 0,8G-E

IV.3 Etude des poutres

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, elles sont donc calculées à la flexion simple.

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- { Poutres principales.
- { Poutres secondaires.

IV.3.1 Sollicitations et ferrillages des poutres

IV.3.1.1 Poutres principales (35 × 40)

Nivx	Section (cm ²)	Local	comb	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
E.sol	30*40	Appui	ELU	-89,81	147,92	6,00	7,62	4HA16=8.04
		Travée	ELU	69,789			5,8	3HA16=6.03
RDC	30*40	Appui	ELA	-100,74	136,48	6,00	7,3	4HA16 = 8.04
		Travée	ELA	77,838			5,6	3HA16=6.03
1er	30*40	Appui	ELA	-130,93	171,69	6,00	9,8	4HA16+2HA12=10,30
		Travée	ELA	99,672			7,2	4HA16=8.04
2eme	30*40	Appui	ELA	-138,22	163,63	6,00	10,4	3HA16+3HA14=10,65
		Travée	ELA	94,8863			6,9	4HA16=8.04
3eme	30*40	Appui	ELA	-138,95	151,72	6,00	10,5	3HA16+3HA14=10,65
		Travée	ELA	88,0731			6,3	3HA14+1HA16=6,63
4eme	30*40	Appui	ELA	-134,89	147,08	6,00	10,1	4HA16+2HA12=10,30
		Travée	ELA	80,7381			5,6	3HA16=6.03
5eme	30*40	Appui	ELA	-128,56	139,71	6,00	9,6	4HA16+2HA12=10,30
		Travée	ELA	70,5573			5,0	3HA16=6.03
6eme	30*40	Appui	ELA	-119,32	130,04	6,00	8,8	6HA14 = 9,24
		Travée	ELA	62,3884			4,4	3HA14=4,62
7eme	30*40	Appui	ELA	-109,43	119,06	6,00	8,0	4HA16=8.04
		Travée	ELA	54,019			3,9	3HA14 = 4,62
8eme	30*40	Appui	ELA	-103,06	114,61	6,00	7,5	4HA16=8.04
		Travée	ELU	52,992			4,30	3HA14 = 4,62
9eme	30*40	Appui	ELU	-78,68	100,59	6,00	6,6	3HA14+1HA16=6,63
		Travée	ELU	62,051			5,10	3HA16=6.03

Tableau IV.1: Sollicitation et le ferrailage des poutres principales.

IV.3.1.2 Poutres secondaires (30 × 35)

Nivx	Section (cm ²)	Local	comb	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
E.sol	30*35	Appui	ELA	-22,043	22,493	5,25	3,40	3HA14 = 4,62
		Travée	ELA	13,748			3,4	3HA14 = 4,62
RDC	30*35	Appui	ELA	-67,946	65,487	5,25	5,70	3HA16=6.03
		Travée	ELA	53,407			4,4	3HA14 = 4,62
1er	30*35	Appui	ELA	-84,762	81,534	5,25	7,20	4HA16=8.04
		Travée	ELA	64,722			5,4	3HA16=6.03
2eme	30*35	Appui	ELA	-87,017	83,097	5,25	7,4	4HA16=8.04
		Travée	ELA	63,756			5,3	3HA16=6.03
3eme	30*35	Appui	ELA	-86,792	82,537	5,25	7,4	4HA16=8.04
		Travée	ELA	59,467			4,9	3HA16=6.03
4eme	30*35	Appui	ELA	-83,282	78,899	5,25	7,1	4HA16=8.04
		Travée	ELA	56,452			4,7	3HA16=6.03
5eme	30*35	Appui	ELA	-78,246	73,678	5,25	6,6	3HA14+1HA16 =6,63
		Travée	ELA	55,297			4,6	3HA14=4,62
6eme	30*35	Appui	ELA	-72,328	66,839	5,25	6,1	4HA14=6,16
		Travée	ELA	51,485			4,2	3HA14=4,62
7eme	30*35	Appui	ELA	-68,446	60,549	5,25	5,7	3HA16=6.03
		Travée	ELA	49,527			4,1	3HA14 = 4,62
8eme	30*35	Appui	ELA	-58,584	47,446	5,25	4,8	3HA16=6.03
		Travée	ELA	38,046			3,4	3HA14 = 4,62
9eme	30*35	Appui	ELA	-25,079	16,541	5,25	3,4	3HA14 = 4,62
		Travée	ELA	19,806			3,4	3HA14 = 4,62

Tableau IV.2: Sollicitation et le ferrailage des poutres secondaires.

IV.3.2 Recommandation du RPA99/2003

IV.3.2.1 Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est De 0.5% en toute section.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales} \implies A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 40) = 6,00 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \implies A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 35) = 5,25 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

✓ Poutres principales

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.} \\ A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

✓ Poutres secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone courante.} \\ A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

✓ Les longueurs de recouvrement

En zone IIa selon le RPA99 (Art 7.5.2.1), la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\begin{cases} \emptyset = 16 \text{ mm} \implies L_r = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm} \\ \emptyset = 14 \text{ mm} \implies L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm} \\ \emptyset = 12 \text{ mm} \implies L_r = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

IV.3.2.2 Armatures transversales

❖ Calcul de \emptyset_t

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\emptyset_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \implies \begin{cases} \text{Poutres principales: } \emptyset_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 30) = 11,43 \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \emptyset_t \leq \min (12 ; 10 ; 30) = 10 \text{ mm} \end{cases}$$

Soit $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\emptyset^2 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier).

❖ Calcul des espacements St selon (RPA99 Art 7.5.2.1)

En zone nodale: $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_t^{min} \right) \implies \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$

En zone nodale: $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_t^{min} \right) \implies \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 08 \text{ cm} \end{cases}$

IV.3.3 Vérification à l'ELU

IV.3.3.1 Condition de non fragilité

$$A^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \implies \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{min} = 1,45 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{min} = 1,27 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

IV.3.3.2 Contrainte tangentielle

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	171,69	1,55	3.33	Vérifiée
Secondaire	83,097	0.87	3.33	Vérifiée

Tableau IV.3: Vérification des contraintes tangentielles.

IV.3.3.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\begin{cases} A_l > A_l^{rive} = \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots \text{Appuis de rives.} \\ A_l \geq A_l^{inter} = \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN. m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	10,30	171,69	-138,95	4,29	-6,14	Vérifiée
Secondaire	8,04	83,097	-87,017	2,08	-5,48	Vérifiée

Tableau IV.4: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

IV.3.4 Vérification à l'ELS

IV.3.4.1 Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15. A_s. y - 15. d. A_s = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s(y - d)^2]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Poutres	Local	M _{ser} (KN. m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Principale	Appui	-63,363	111037	15,22	8,69	15	Vérifiée
	Travée	49,1847	91186	13,68	7,38	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-35,343	65389	12,51	6,76	15	Vérifiée
	Travée	25,054	53182	11,19	5,28	15	Vérifiée

Tableau IV.5: Vérification de l'état limite de compression.

IV.3.4.2 Etat limite de déformation

Type des poutres	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$		$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$		$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$			
	h _t	l	M _t	M ₀	A _s	f _e	d	b
Principales	0,4	4,95	49,185	11,98	7,2	400	0,37	0,3
secondaires	0,35	4,55	25,054	10,12	5,4		0,32	0,3
Observation	Vérifier		Non Vérifier		Vérifier			

Tableau IV.6: Vérification des conditions de l'état limite de déformation.

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la Vérification de la flèche est nécessaire.

Poutres principales								
L [m]	At [cm ²]	Fgv [mm]	Fji [mm]	Fpi [mm]	Fgi [mm]	Δf [mm]	Fadm [mm]	Obs
4,95	7,2	1,04	0,30	0,43	0,34	0,82	9,9	OK

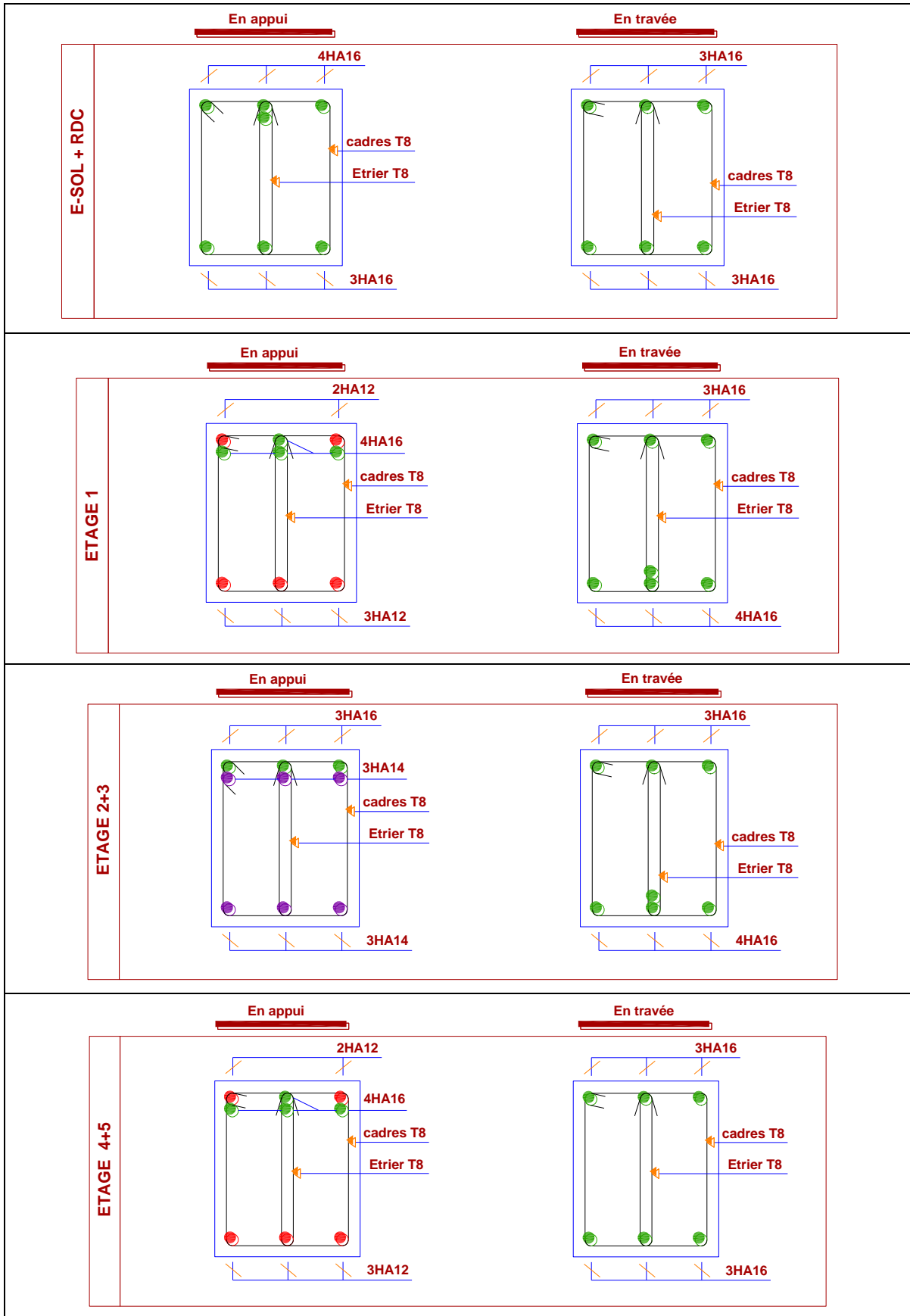
Tableau IV.7: Vérification de la flèche pour les poutres principales.

Poutres secondaires								
L [m]	At [cm ²]	Fgv [mm]	Fji [mm]	Fpi [mm]	Fgi [mm]	Δf [mm]	Fadm [mm]	Obs
4,55	5,4	1,13	0,33	0,48	0,38	0,90	9,1	OK

Tableau IV.8: Vérification de la flèche pour les poutres secondaires.

IV.3.5 Schémas de ferrailage des poutres

IV.3.5.1 poutres principales



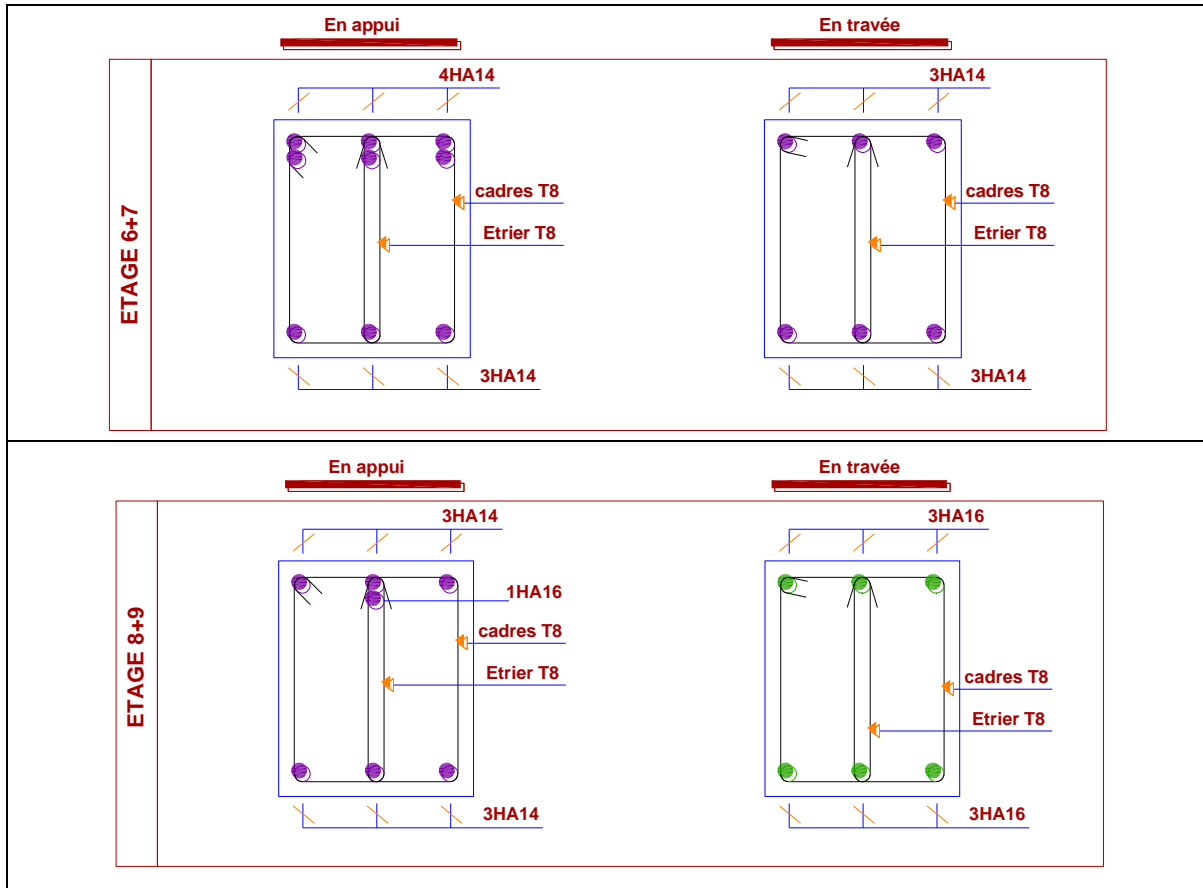
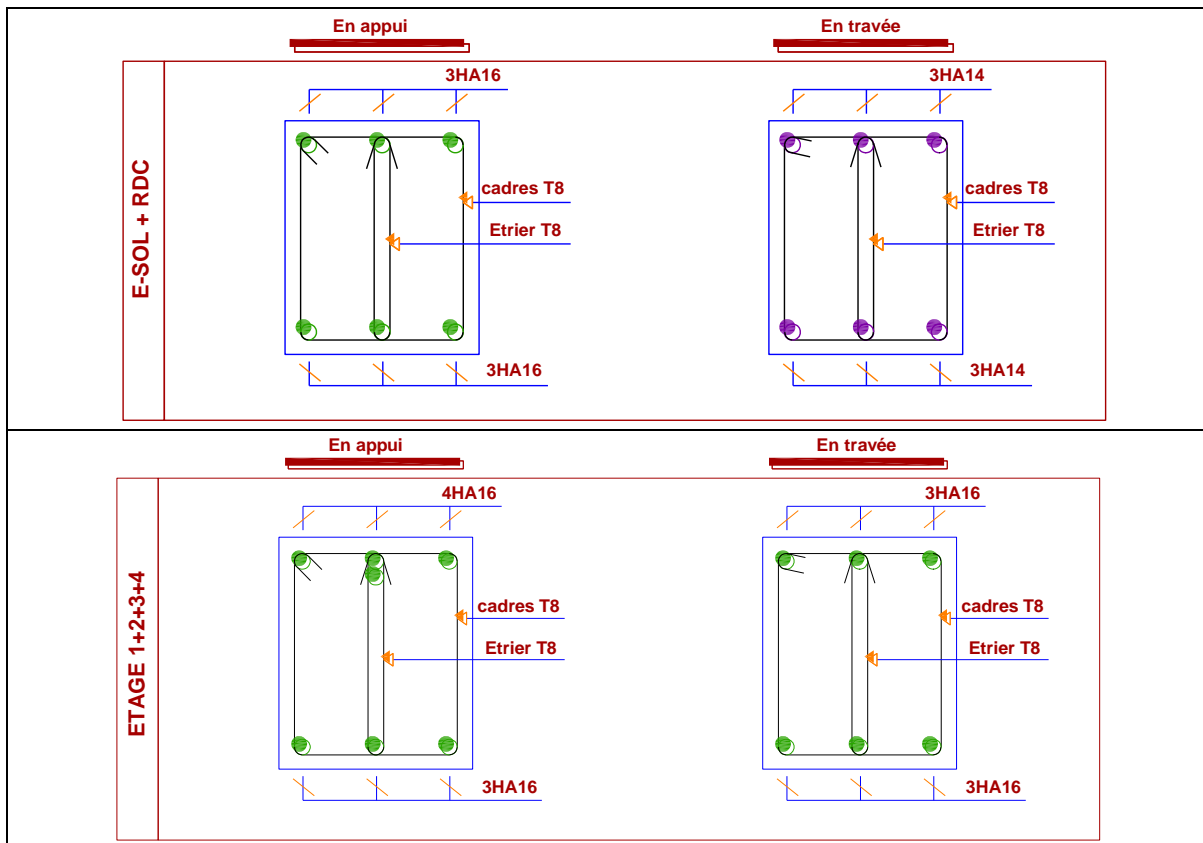


Tableau IV.9: Les schémas de ferrailage des poutres principales.

IV.3.5.2 poutres secondaires



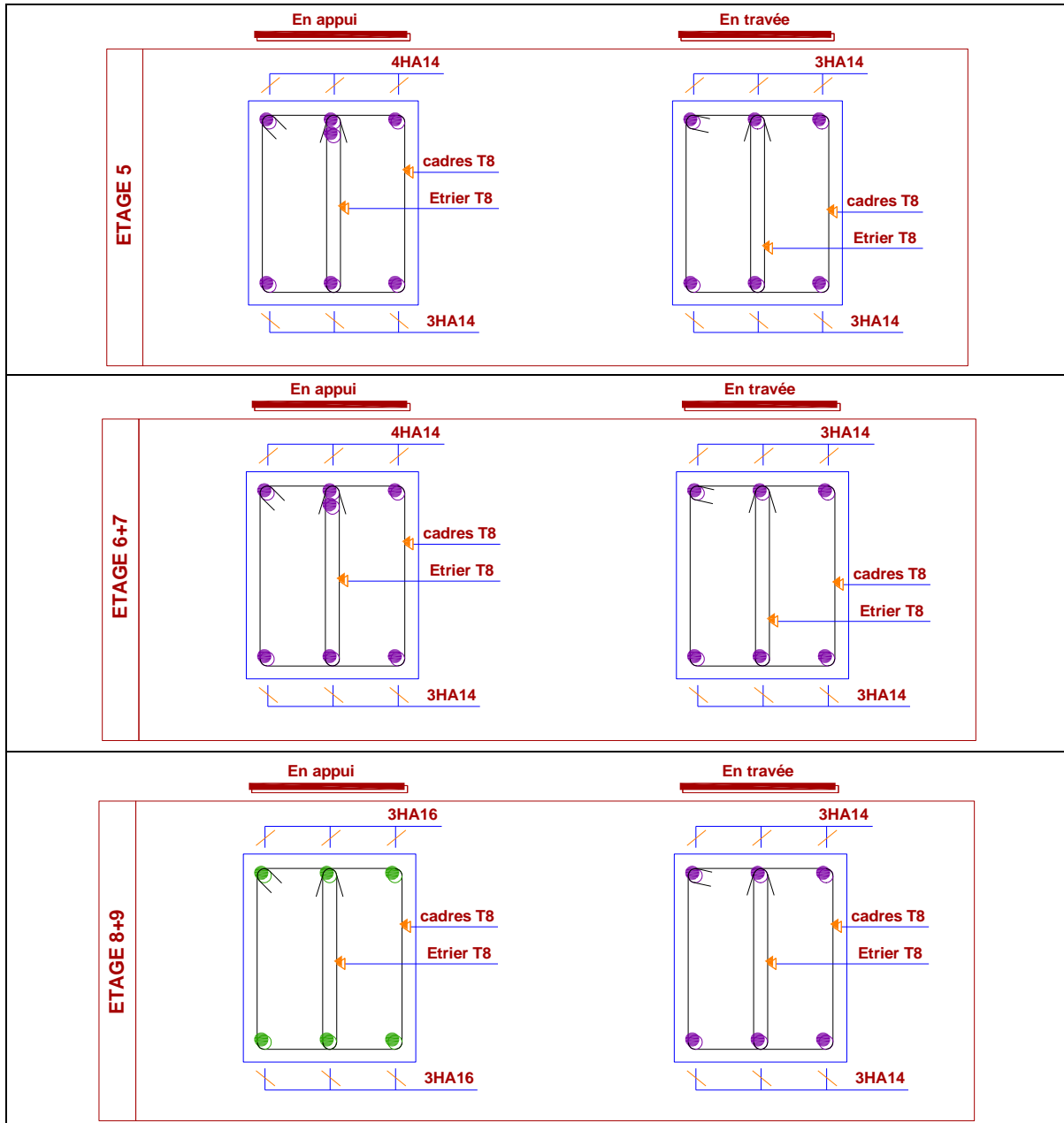


Tableau IV.10: Les schémas ferrailage des poutres secondaires.

IV.4 Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des moments fléchissant, ils sont donc Calculés en flexion composée, les efforts normaux(N) et les moments fléchissant(M) sont Donner par les combinaisons les plus défavorables introduites dans l'ETABS V16.

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} N_{\max} & \Rightarrow & M_{\text{corr}} \dots \dots A_1. \\ N_{\min} & \Rightarrow & M_{\text{corr}} \dots \dots A_2. \\ M_{\max} & \Rightarrow & N_{\text{corr}} \dots \dots A_3. \end{cases} \quad ; \quad \text{on prend } A = \max(A_1, A_2, A_3).$$

IV.4.1 Sollicitations et le ferrailage longitudinal

IV.4.1.1 ferrailage longitudinal

Niveaux	Sections (cm ²)	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V(KN)	comb	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
E.Sol RDC	65*65	N ^{max} → M ^{corr}	-3010,38	-81,82	159,37	ELA	SPC	4,87	33,8	12HA20 = 37,70
		N ^{min} → M ^{corr}	447,99	20,41			SET	22,2		
		M ^{max} → N ^{corr}	-2735,28	143,2			SPC	4,87		
1er 2eme	60*60	N ^{max} → M ^{corr}	-2573,59	-69,82	172,09	ELA	SPC	4,13	28,8	8HA20+4HA16 = 33,70
		N ^{min} → M ^{corr}	77,18	3,8962			SET	18,9		
		M ^{max} → N ^{corr}	-1026,43	114,87			SPC	4,13		
3eme 4eme	55*55	N ^{max} → M ^{corr}	-1862,76	17,87	177,48	ELA	SPC	3,45	24,2	8HA16+4HA20 = 28,65
		N ^{min} → M ^{corr}	-32,61	33,6			SPC	3,45		
		M ^{max} → N ^{corr}	-741,51	98,48			SPC	3,45		
5eme 6eme	50*50	N ^{max} → M ^{corr}	- 1312,78	26,17	144,02	ELA	SPC	2,84	20,0	8HA16+4HA20 = 28,65
		N ^{min} → M ^{corr}	-62,24	37,86			SPC	2,84		
		M ^{max} → N ^{corr}	-519,43	95,07			SPC	2,84		
7eme 8eme	45*45	N ^{max} → M ^{corr}	-766,54	26,71	106,96	ELA	SPC	2,28	16,2	8HA14+4HA20 = 24,89
		N ^{min} → M ^{corr}	26,12	1,95			SET	10,6		
		M ^{max} → N ^{corr}	-282,61	76,49			SPC	2,28		
9eme	40*40	N ^{max} → M ^{corr}	-230,09	-20	31,27	ELA	SPC	1,79	12,8	8HA16+4HA14 = 22,24
		N ^{min} → M ^{corr}	-25,43	3,29			SPC	1,79		
		M ^{max} → N ^{corr}	-56,03	43,95			SPC	2,28		

Tableau IV.11: Sollicitations et ferrailages dans les poteaux.

❖ Hypothèses de calcul

Fissuration peu préjudiciable (e = 3 cm).

Calcul en flexion composée.

Calcul suivant BAEL 91 mode. 99.

❖ Exemple de calcul

Le calcul de ferrailage se fera pour les poteaux d'E.Sol (65× 65) cm² comme un exemple de calcul et les autres sont résumés dans le tableau précédent :

1^{er} Cas : N_{max} = -3010,38 KN ; M_{corr} = -81,82 KN.m.

b = 65 cm ; h = 65 cm ; d = 62 cm.

Situation accidentelle : γ_b = 1.15 et γ_s = 1

$e_G = \frac{M}{N} = 0,027 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, et N est un effort de compression, alors on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0,337h - 0,81d')bhf_{bu} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 81,82 \times 10^{-3} + 3010,38 \times 10^{-3} \times \left(0,62 - \frac{0,65}{2} \right) = 0,969 \text{ MN.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} 3010,38 \times 10^{-3} \times (0,62 - 0,03) - 0,969 &= 0,807. \\ (0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,03) \times 0,65 \times 0,65 \times 18,48 &= 1,521. \end{aligned} \right.$$

De (1) : $0,807 \leq 1,521$ la section est partiellement comprimé(SPC).

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,969}{18,48 \times 0,65 \times (0,62)^2} = 0,209.$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B} ; \mu_{bu} = 0,209 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,296 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,547 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 44,32 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$\begin{cases} A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -30,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A=0. \\ A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/(f_e) = 4,87 \text{ cm}^2. \text{ Don on prend } A_{min}. \end{cases}$$

2^{ème} Cas : $N_{min} = 447,99 \text{ KN} ; M_{corr} = 20,41 \text{ KN.m.}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,046 \text{ m} < \frac{h}{2} - d' = 0,295 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, et N est un effort de traction donc la section est entièrement tendue(SET).

$$\begin{cases} e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0,341 \text{ m.} \\ e_2 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) - e_1 = 0,249 \text{ m.} \end{cases}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10}(d-d')} = 4,73 \text{ cm}^2. \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10}(d-d')} = 6,47 \text{ cm}^2. \\ A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 22,18 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

$\text{Min}(A_1, A_2) = 4,73 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 22,18 \text{ cm}^2.$ Don on prend A_{min} .

3^{ème} Cas : $M_{max} = 143,2 \text{ KN} ; N_{corr} = -2735,28 \text{ KN.m.}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,052 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, et N est un effort de compression, alors on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{uA} \leq (0,337h - 0,81d')bhf_{bu} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 143,2 \times 10^{-3} + 2735,28 \times 10^{-3} \times \left(0,62 - \frac{0,65}{2}\right) = 0,950 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} 2735,28 \times 10^{-3} \times (0,62 - 0,03) - 0,950 = 0,664. \\ (0,337 \times 0,65 - 0,81 \times 0,03) \times 0,65 \times 0,65 \times 18,48 = 1,521. \end{cases}$$

De (1) : $0,807 \leq 1,521$ la section est partiellement comprimé(SPC).

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple comme suit :

$$\mu_{bu} = 0,206.$$

$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow$ Pivot B ; $\mu_{bu} = 0,206 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$

$$\begin{cases} \alpha = 0,291 \\ z = 0,548 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 43,34 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$\begin{cases} A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -25,04 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A=0. \\ A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_t / (f_e) = 4,87 \text{ cm}^2. \text{ Don on prend } A_{min}. \end{cases}$$

D'après le RPA99/version 2003, les armatures longitudinales en zone IIa Leurs pourcentages est limité par :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,8\% (b \times h) \dots\dots\dots(\text{Article 7.4.2}). \\ A_{min} = 0,8\% (65 \times 65) = 33,80 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

IV.4.1.2 ferrailage transversal

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : coefficient correcteur $\begin{cases} \rho = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5. \\ \rho = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5. \end{cases}$

t : l'espacement des armature transversales en zone IIa : $\begin{cases} t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm}) \text{ zone nodale.} \\ t \leq 15 \phi_l \text{ zone courante.} \end{cases}$

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ En pourcentage (\%)} : \begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1) & \text{si } \lambda_g \leq 3. \end{cases}$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ interpolation entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : l'élanement géométrique du poteau. $\lambda_g = (\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}).$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant $\phi_{l \min} = 10 \text{ mm}.$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et en diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12\text{cm}.$)

Niveau	E.sol+RDC	1 ^{er} +2 ^{eme}	3 ^{eme} +4 ^{eme}	5 ^{eme} +6 ^{eme}	7 ^{eme} +8 ^{eme}	9 ^{eme}
Section	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40
ϕ_1^{\min} (cm)	2	1,6	1,4	1,4	1,2	1,2
lf (cm)	256,7	210	186,2	186,2	186,2	179,2
λ_g	3,94	3,5	3,39	3,72	4,14	4,48
V (KN)	159,37	172,09	177,48	144,02	106,96	31,27
$t_{z,nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{z,recouv}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
A_t (cm ²)	3,44	4,03	4,53	4,05	3,34	1,1
A_t^{\min} (cm ²)	5,51	6,08	5,80	4,65	3,48	2,58
A_t^{adop} (cm ²)	6HA12 = 6,79	6HA12 = 6,79	6HA12 = 6,79	6HA12 = 6,79	6HA10 = 4,71	4HA10 = 3,14

Tableau IV.12: Vérification du ferrailage transversal des poteaux.

IV.4.2 Vérification à L'ELU

IV.4.2.1 Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

l_f : longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$Br = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Niveau	h (m)	b (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (KN)	N _d (KN)	Obs
RDC+E.sol	0,65	0,65	2,567	13,66	0,82	37,70	0,3969	9096,37	3010,38	vérifiée
1 ^{er} +2 ^{eme}	0,6	0,6	2,10	12,11	0,83	33,70	0,3364	7861,81	2573,59	vérifiée
3 ^{eme} +4 ^{eme}	0,55	0,55	1,862	11,71	0,83	28,65	0,2809	6581,68	1862,76	vérifiée
5 ^{eme} +6 ^{eme}	0,50	0,50	1,862	12,88	0,83	28,65	0,2304	4620,63	1312,78	vérifiée
7 ^{eme} +8 ^{eme}	0,45	0,45	1,862	14,32	0,82	24,89	0,1849	4478,72	766,54	vérifiée
9 ^{eme}	0,40	0,40	1,792	15,50	0,82	22,24	0,1444	3589,02	230,09	vérifiée

Tableau IV.13: Vérification au flambement des poteaux.

IV.4.3 Vérification à L'ELS

IV.4.3.1 Vérification des contraintes

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ça sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (Section homogénéisée).

Avec :

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et } V' = h - V$$

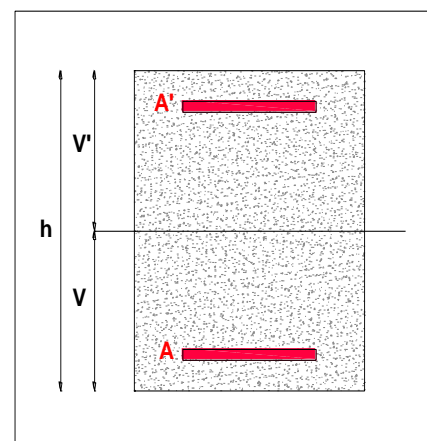


Figure IV.1: section du poteau.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	RDC+E.sol	1 ^{er} +2 ^{eme}	3 ^{eme} +4 ^{eme}	5 ^{eme} +6 ^{eme}	7 ^{eme} +8 ^{eme}	9 ^{eme}
Sections (cm ²)	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40
d (cm)	62	57	52	47	42	37
A (cm ²)	37,70	33,70	28,65	28,65	24,89	22,24
N _{ser} (KN)	2177,35	1573,91	1355,82	955,66	558,43	168,59
M _{ser} (KN.m)	75,65	22,21	12,89	18,96	19,36	14,55
V (cm)	32,5	30	27,5	25	22,5	20
V' (cm)	32,5	30	27,5	25	22,5	20
M _G ^{ser} (KN.m)	163,62	88,93	65,20	54,32	36,31	19,14
I _{yy'} (cm ⁴)	1979678,5	1448509,5	1020509,5	728832,3	461585	309743,7
S (cm ²)	4790,5	4105,5	3454,75	2929,75	2398,4	1933,6
σ _{bc1} (MPa)	5,78	4,29	4,26	3,91	3,24	1,81
σ _{bc2} (MPa)	3,30	3,37	3,56	2,61	1,36	0,7
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau IV.14: Vérification des contraintes dans les poteaux

IV.4.3.2 Vérification des contraintes de cisaillements RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs
RDC+E.sol	65*65	3,94	0.04	62	159,37	0,39	1	vérifiée
1 ^{er} +2 ^{eme}	60*60	3,5	0.04	57	172,09	0,50	1	vérifiée
3 ^{eme} +4 ^{eme}	55*55	3,39	0.04	52	177,48	0,62	1	vérifiée
5 ^{eme} +6 ^{eme}	50*50	3,72	0.04	47	144,02	0,61	1	vérifiée
7 ^{eme} +8 ^{eme}	45*45	4,14	0.04	42	106,96	0,57	1	vérifiée
9 ^{eme}	40*40	4,48	0.04	37	31,27	0,21	1	vérifiée

Tableau IV.15: Vérification des contraintes de cisaillements.

IV.4.4 Schémas de Ferrailages des poteaux

<p>RDC+E-sol</p>	<p>Etage 1+2</p>
<p>Etage 3+4</p>	<p>Etage 5+6</p>
<p>Etage 7+8</p>	<p>Etage 9</p>

Tableau IV.16: schémas de Ferrailages des poteaux.

IV.4.5 Vérification de la zone nodale Le RPA99/version2003 (Art 7.6.2)

Pour éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux en tolérant leur formation dans les poutres, il convient de vérifier cette équation :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

IV.4.5.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$z = 0.9h$; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

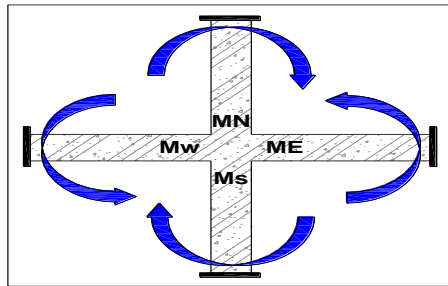


Figure IV.2: Répartition des moments.

❖ Moments résistants dans les poteaux :

Niveaux	poteaux				
	h (m)	z (m ²)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	MR (KN.m)
RDC+E.sol	0,65	0,585	12,57	348	255,90
1 ^{er} +2 ^{eme}	0,60	0,540	10,30	348	193,56
3 ^{eme} +4 ^{eme}	0,55	0,495	10,30	348	177,43
5 ^{eme} +6 ^{eme}	0,50	0,45	10,30	348	161,30
7 ^{eme} +8 ^{eme}	0,45	0,405	9,36	348	131,92
9 ^{eme}	0,40	0,360	7,10	348	88,95

Tableau IV17: Moment résistant dans les poteaux.

❖ Moments résistants dans les poutres principales :

Niveaux	Poutres principales				
	h (m)	z (m ²)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	MR (KN.m)
RDC + E.sol	0,4	0,36	8,04	348	100,73
1 ^{eme}	0,4	0,36	10,30	348	129,04
2 ^{eme} + 3 ^{eme}	0,4	0,36	10,65	348	133,42
4 ^{eme} + 5 ^{eme}	0,4	0,36	10,30	348	129,04
6 ^{eme}	0,4	0,36	9,24	348	115,76
7 ^{eme} + 8 ^{eme}	0,4	0,36	8,04	348	100,73
9 ^{eme}	0,4	0,36	6,63	348	75,54

Tableau IV18: Moment résistant dans les poutres principales.

❖ Moments résistants dans les poutres secondaires :

Niveaux	Poutres secondaires				
	h (m)	z (m ²)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	MR (KN.m)
E.sol	0,35	0,315	4,62	348	50,64
RDC	0,35	0,315	6,03	348	66,10
1 ^{er} + 2 ^{eme} + 3 ^{eme} + 4 ^{eme}	0,35	0,315	8,04	348	88,13
5 ^{eme}	0,35	0,315	6,63	348	72,68
6 ^{eme}	0,35	0,315	6,16	348	67,53
7 ^{eme} + 8 ^{eme}	0,35	0,315	6,03	348	66,10
9 ^{eme}	0,35	0,315	4,62	348	50,64

Tableau IV19: Moment résistant dans les poutres secondaires.

IV.4.5.2 Vérification des zones nodales selon le sens principale :

Niveaux	Poteaux						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
E.sol	255,90	255,90	511,8	100,73	100,73	251,83	vérifiée
RDC	255,90	255,90	511,8	100,73	100,73	251,83	vérifiée
1 ^{er}	193,56	255,90	449,46	129,04	100,73	287,21	vérifiée
2 ^{eme}	193,56	193,56	387,12	133,42	129,04	328,08	vérifiée
3 ^{eme}	177,43	193,56	370,99	133,42	133,42	333,55	vérifiée
4 ^{eme}	177,43	177,43	354,86	129,04	133,42	328,08	vérifiée
5 ^{eme}	161,30	177,43	338,73	129,04	129,04	322,60	vérifiée
6 ^{eme}	161,30	161,30	322,6	115,76	129,04	306	vérifiée
7 ^{eme}	131,92	161,30	293,22	100,73	115,76	270,61	vérifiée
8 ^{eme}	131,92	131,92	263,84	100,73	100,73	251,83	vérifiée
9 ^{eme}	88,95	131,92	220,87	75,54	100,73	220,25	vérifiée

Tableau IV.20 : Vérification des zones nodales selon le sens principale.

IV.4.5.3 Vérification des zones nodales selon le sens secondaire :

Niveaux	Poteaux						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
E.sol	255,90	255,90	511,8	50,64	50,64	126,6	vérifiée
RDC	255,90	255,90	511,8	66,10	50,64	145,93	vérifiée
1 ^{er}	193,56	255,90	449,46	88,13	66,10	192,79	vérifiée
2 ^{eme}	193,56	193,56	387,12	88,13	88,13	220,33	vérifiée
3 ^{eme}	177,43	193,56	370,99	88,13	88,13	220,33	vérifiée
4 ^{eme}	177,43	177,43	354,86	88,13	88,13	220,33	vérifiée
5 ^{eme}	161,30	177,43	338,73	72,68	88,13	201,01	vérifiée
6 ^{eme}	161,30	161,30	322,6	67,53	72,68	175,26	vérifiée
7 ^{eme}	131,92	161,30	293,22	66,10	67,53	167,04	vérifiée
8 ^{eme}	131,92	131,92	263,84	66,10	66,10	165,25	vérifiée
9 ^{eme}	88,95	131,92	220,87	50,64	66,10	145,93	vérifiée

Tableau IV.21: Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

IV.5 Etude des voiles

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands (l ; e), ils sont considéré d'après le **RPA99 Version2003 (Art 7.7.1)**, comme éléments satisfaisant la condition $l \geq 4e$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

IV.5.1 Exigence du RPA

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 leurs bases, 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 ferrailage qu’on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} N_{\max} & \Rightarrow & M_{\text{corr}} \dots \dots A_1. \\ N_{\min} & \Rightarrow & M_{\text{corr}} \dots \dots A_2. \\ M_{\max} & \Rightarrow & N_{\text{corr}} \dots \dots A_3. \end{cases} \quad ; \quad \text{on prend } A = \max(A_1, A_2, A_3).$$

IV.5.2 Recommandation du RPA99 version 2003

IV.5.2.1 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, $A_{\min} = 0,2\% \times l_t \times e$.

$$\begin{cases} l_t : \text{longueur de la zone tendue,} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \end{cases}$$

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).

IV.5.2.2 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.

IV.5.2.3 Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le

Flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 épingle / m².

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel ETABS V16.

IV.5.3 Sollicitations et le ferrailage longitudinal

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	2374,245	3058,944	3164,395	975,814	433,423	3150,869	554,058

Tableau IV.22: Sollicitations dans le voile Vy2, Vy4.

❖ Exemple de calcul : M_{max} → N_{corr}

Le calcul de ferrailage se fera à la flexion composée pour une section (e×l).

$$M_{\max} = 3164,395 \text{ KN} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 975,814 \text{ KN.m.}$$

$$l = 2,9 \text{ m} ; e = 0,2 \text{ m} ; d = 2,87 \text{ m} ; d' = 0,03 \text{ m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{3164,395}{975,814} = 3,24 \text{ m} > \frac{l}{2} - d' = \frac{2,9}{2} - 0,03 = 1,42 \text{ m}$$

N Effort de traction et c le centre de pression est à l'extérieur de la section du Béton, donc la section est partiellement comprimé (SPC).

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 3164,395 + 975,814 \times \left(2,87 - \frac{2,9}{2}\right) = 4550,05 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple comme suit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,550}{0,2 \times (2,87)^2 \times 18,48} = 0,146$$

$$\mu_{bu} = 0,146 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,198$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 2,87(1 - 0,4 \times 0,198) = 2,64 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{4,550}{2,64 \times 400} = 43,08 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 18,68 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 6,93 \text{ cm}^2. \text{ Don on prend } A_1.$$

IV.5.3.1 Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

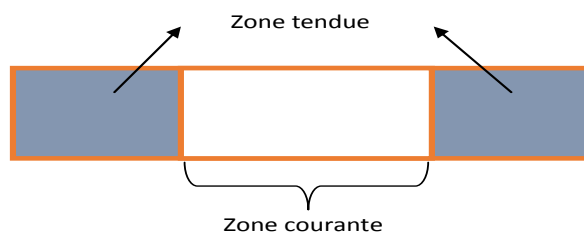


Figure IV.3: Zone tendue et zone courante dans un voile.

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} \quad \text{Tel que : } \begin{cases} l_t: \text{Longueur de la zone tendue.} \\ l_c: \text{Longueur de la zone comprimée.} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_1 = \frac{975,814 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,9} + \frac{3164,395 \times 10^{-3}}{0,406} \times 1,45 = 12,98 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{975,814 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,9} - \frac{3164,395 \times 10^{-3}}{0,406} \times 1,45 = -9,62 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{9,62 \times 2,9}{12,98 + 9,62} = 1,23 \text{ m.} \\ l_c = 2,9 - 2 \times 1,23 = 0,44 \text{ m.} \end{cases}$$

IV.5.3.2 Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante)

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0,2\%(e \times l_t) = 0,2\%(20 \times 123) = 4,92 \text{ cm}^2. \\ A_{\min}^{Z.C} = 0,10\%(e \times l_c) = 0,10\%(20 \times 43) = 0,86 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

IV.5.3.3 Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0,15\%(e \times l) = 0,15\%(20 \times 290) = 8,70 \text{ cm}^2$

IV.5.3.4 Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

IV.5.3.5 Armatures horizontales

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$

$$A_h = \frac{1,35 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min}^h = 0,15\%(e \times st)$$

$$A_{\min}^h = 0,15\%(e \times st) = 0,15\%(20 \times 20) = 0,6 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 554,058 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,87} = 1,35 \text{ MPa.}$$

IV.5.3.6 Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

Section	RDC+E.sol	1 ^{er} +2 ^{eme}	3 ^{eme} +4 ^{eme}	5 ^{eme} +6 ^{eme}	7 ^{eme} +8 ^{eme}
l(m)	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9
e(m)	0.2	0.15	0.15	0.15	0.15
d (m)	2,87	2,87	2,87	2,87	2,87
N(KN)	975,814	2088,346	1624,377	1158,534	620,861
M(KN.m)	3164,395	36,884	45,358	32,767	19,244
Section	SPC	SET	SET	SET	SET
V(KN)	554,058	320,195	214,436	164,924	104,849
τ (MPa)	1,35	0,78	0,52	0,29	0,26
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	18,68	30,45	30,45	30,45	30,45
A^{min}(cm²)	8,70	8,70	8,70	8,70	8,70
I(m⁴)	0,406	0,406	0,406	0,406	0,406
v(m)	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
σ_1 (MPa)	12,98	3,73	2,96	2,11	1,14
σ_2 (MPa)	-9,62	3,47	2,64	1,88	1,02
l_t (m)	1,23	1,39	1,36	1,37	1,35
l_c(m)	0,44	0,12	0,18	0,16	0,2
A_{tendu}^{min} (cm²)	4,92	5,56	5,44	5,48	5,40
$A_{courant}^{min}$ (cm²)	0,86	0,24	0,36	0,32	0,40
S_t(cm)	20	20	20	20	20
$A_v^{adopté}$	32HA12	32HA12	32HA12	32HA12	32HA12
$A_{v/face}^{adopté}$	16HA12	16HA12	16HA12	16HA12	16HA12
A_h^{cal}(cm²)	1,69	0,98	0,65	0,36	0,33
A_h^{min}(cm²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adopté}$	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

Tableau IV.23: Ferrailage de voile Vy2, Vy4.

Section	RDC+E.sol	1 ^{er} +2 ^{eme}	3 ^{eme} +4 ^{eme}	5 ^{eme} +6 ^{eme}	7 ^{eme} +8 ^{eme}
l(m)	1,9	1,9	1,9	1,9	1,9
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
d (m)	1,87	1,87	1,87	1,87	1,87
N(KN)	963,780	816,315	702,561	525,600	328,451
M(KN.m)	55,763	23,408	18,078	78,532	61,394
Section	SET	SET	SET	SET	SET
V(KN)	282,084	194,566	155,870	107,125	60,221
τ (MPa)	1,06	0,73	0,58	0,40	0,23
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	19,95	19,95	19,95	19,95	19,95
A^{min}(cm²)	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7
I(m⁴)	0,114	0,114	0,114	0,114	0,114
v(m)	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
σ_1 (MPa)	3,01	2,36	2,0	2,04	2,04
σ_2 (MPa)	2,09	1,95	1,7	0,73	0,73
l_t (m)	0,78	0,86	0,87	0,50	0,39
l_c (m)	0,34	0,18	0,16	0,9	1,12
A_{tendu}^{min} (cm²)	3,12	3,44	3,48	2	1,56
$A_{courant}^{min}$ (cm²)	0,68	0,36	0,32	1,8	2,24
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_v^{adopté}$	22HA12	22HA12	22HA12	22HA12	22HA12
$A_{v/face}^{adopté}$	11HA12	11HA12	11HA12	11HA12	11HA12
A_h^{cal} (cm²)	1,33	0,91	0,73	0,5	0,29
A_h^{min} (cm²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adopté}$	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

Tableau IV.24: Ferrailage de voile Vy1, Vy3.

Section	RDC+E.sol	1 ^{er} +2 ^{eme}	3 ^{eme} +4 ^{eme}	5 ^{eme} +6 ^{eme}	7 ^{eme} +8 ^{eme}
l(m)	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
d (m)	1,67	1,67	1,67	1,67	1,67
N(KN)	975,940	854,108	581,028	392,881	256,756
M(KN.m)	316,164	47,737	31,525	40,950	49,279
Section	SET	SET	SET	SET	SET
V(KN)	321,292	117,354	82,338	69,417	50,064
τ (MPa)	1,34	0,49	0,36	0,29	0,21
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	17,85	17,85	17,85	17,85	17,85
A^{min}(cm²)	5,10	5,10	5,10	5,10	5,10
I(m⁴)	0,082	0,082	0,082	0,082	0,082
v(m)	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
σ_1 (MPa)	6,15	2,96	2,04	1,98	1,27
σ_2(MPa)	-0,41	1,98	1,38	1,14	0,25
l_t (m)	0,11	0,68	0,83	0,62	0,27
l_c(m)	1,49	0,34	0,04	0,46	1,16
A_{tendu}^{min} (cm²)	0,44	2,72	3,32	2,48	1,08
$A_{courant}^{min}$ (cm²)	2,98	0,68	0,08	0,92	2,32
S_t(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_v^{adopté}$	20HA12	20HA12	20HA12	20HA12	20HA12
$A_{v/face}^{adopté}$	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
A_h^{cal}(cm²)	1,68	0,61	0,45	0,36	0,26
A_h^{min}(cm²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adopté}$	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

Tableau IV.25: Ferrailage de voile Vx1, Vx4.

Section	RDC+E.sol	1 ^{er} +2 ^{eme}	3 ^{eme} +4 ^{eme}	5 ^{eme} +6 ^{eme}	7 ^{eme} +8 ^{eme}
l(m)	2	2	2	2	2
e(m)	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
d (m)	1,97	1,97	1,97	1,97	1,97
N(KN)	1188,493	967,657	690,068	448,399	171,773
M(KN.m)	439,563	28,671	13,643	25,096	137,362
Section	SET	SET	SET	SET	SET
V(KN)	395,971	162,643	104,879	86,342	58,085
τ (MPa)	1,41	0,58	0,37	0,31	0,21
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	21	21	21	21	21
A^{min}(cm²)	6	6	6	6	6
I(m⁴)	0,133	0,133	0,133	0,133	0,133
v(m)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
σ_1 (MPa)	6,27	2,64	1,83	1,31	1,46
σ_2(MPa)	-0,33	2,2	1,63	0,93	-0,6
I_t (m)	0,1	0,91	0,94	0,83	0,58
I_c(m)	1,8	0,18	0,12	0,34	0,84
A_{tendu}^{min} (cm²)	0,4	3,64	3,76	3,32	2,32
$A_{courant}^{min}$ (cm²)	3,60	0,36	0,24	0,68	1,68
S_t(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_v^{adopté}$	22HA12	22HA12	22HA12	22HA12	22HA12
$A_{v/face}^{adopté}$	11HA12	11HA12	11HA12	11HA12	11HA12
A_h^{cal}(cm²)	1,76	0,73	0,46	0,39	0,26
A_h^{min}(cm²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adopté}$	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

Tableau IV.26: Ferrailage de voile Vx2, Vx3.

IV.5.4 Schémas de ferrailage :

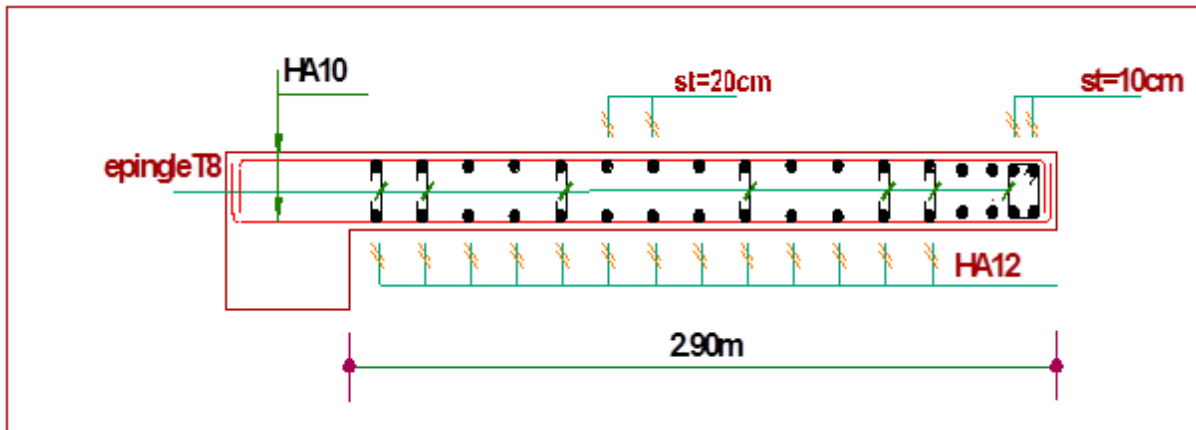


Figure IV.4: Schéma de ferrailage de voile Vy2, Vy4.

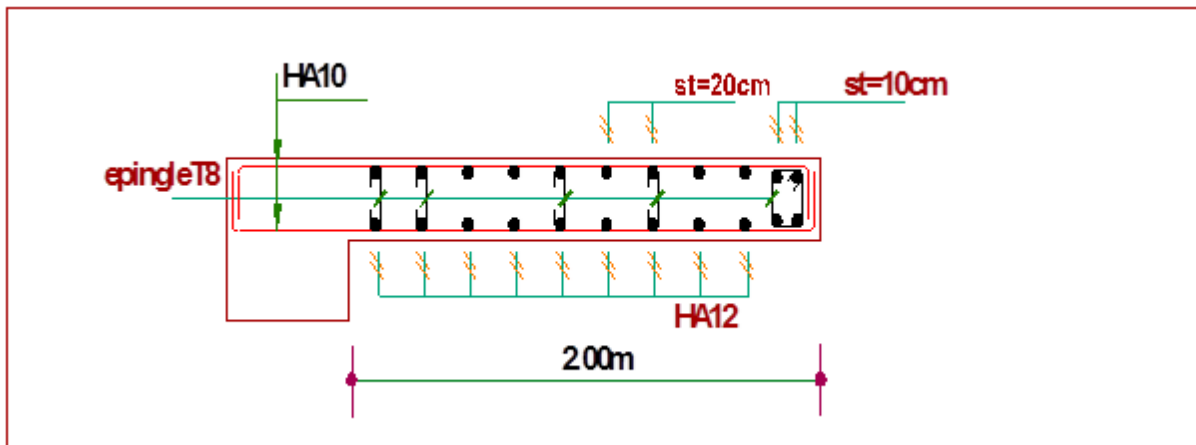


Figure IV.5: Schéma de ferrailage de voile Vx2, Vx3.

IV.6 Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre V :

Etude des fondations

V.1 Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol, Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

V.2 Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- La Profondeur du bon sol

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, un radier général, En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte Admissible est de **1,50 bar** pour une profondeur au moins de **2,4 m** par rapport à la côte Du terrain naturel.

V.3 Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{G + Q \pm E.} \\ \mathbf{0,8G \pm E.} \end{array} \right. \text{Et la vérification à ELS.}$$

V.4 Etude des fondations

V.4.1 Vérification de la semelle isolée

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

N : l'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel **ETABS V16**.

S : Surface d'appuis de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a}b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

a;b : dimensions d'avant poteau.

On remplace (2) dans l'équation (1) on trouve :

$$N = 2312,3219 \text{ KN.}; S = A \times B \text{ et } \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1,5 \text{ bar.}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0,65}{0,65} \times \frac{2312,3219}{150}} \Rightarrow A \geq 3,93$$

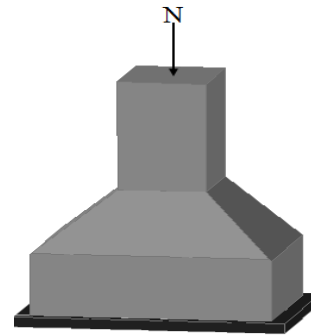


Figure V.1: Vu en 3D d'une semelle isolé.

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 3,2 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

V.4.2 Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel ETABS V16, pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

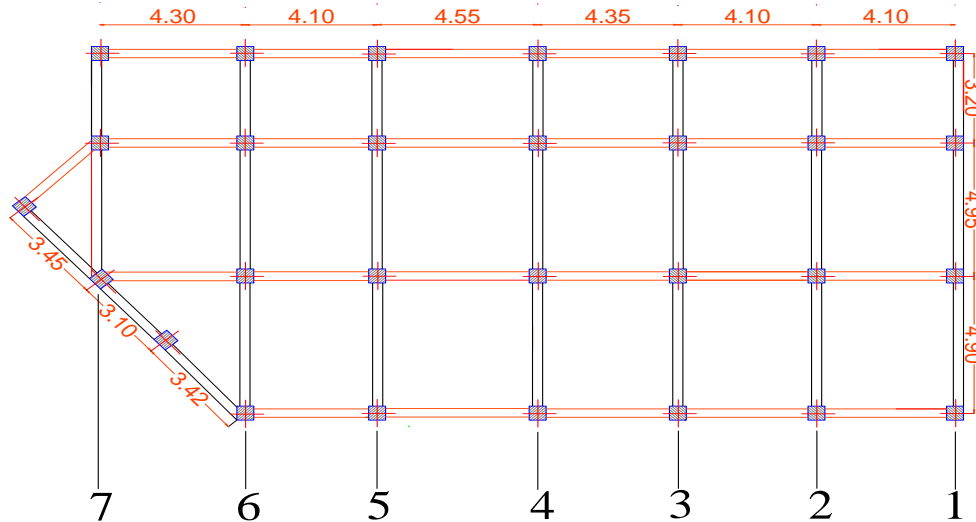
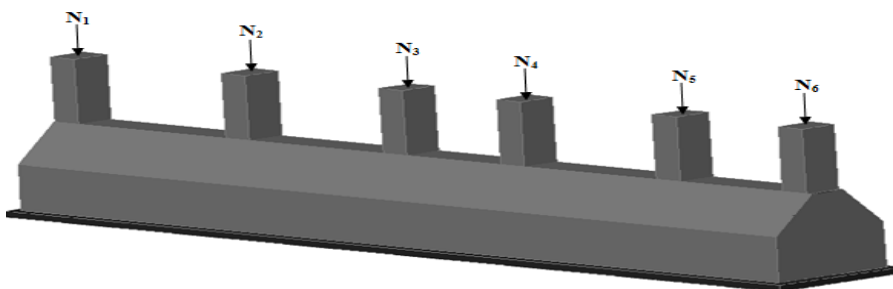


Figure V.2: les différentes files des semelles filantes.

Les files	1	2	3	4	5	6	7
La somme (KN)	4885,377	6545,032	7451,571	7408,817	5648,153	6260,432	3845,398

Tableau V.1: Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.



FigureV.3: Vu en 3D d'une semelle filante.

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file numéro 3 est la plus sollicitée.

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : $L = 13,05 \text{ m}$; $N = 7451,571 \text{ KN}$; $\sigma_{\text{sol}} = 150 \text{ KPa}$.

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

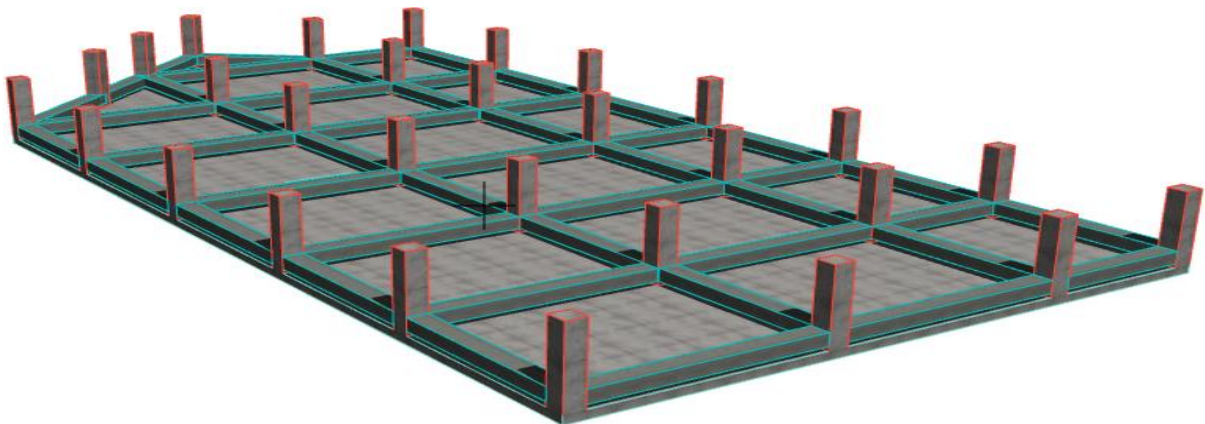
$$\begin{cases} 1306,326 \text{ KN.} \\ 1885,770 \text{ KN.} \\ 2312,322 \text{ KN.} \\ 1947,154 \text{ KN.} \end{cases} \Rightarrow \sum_{i=1}^4 N_i = 7451,571 \text{ KN.}$$

$$B \geq \frac{7451,571}{150 \times 13,05} = 3,81 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3,20 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à la difficulté de réaliser les fouilles nécessaire à ces semelles.

V.4.3 Etude du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).



FigureV.4: Vu en 3D d'un radier nervurer.

V.4.3.1 Pré dimensionnement :

❖ Condition de coffrage

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} \end{cases}$$

h_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{\text{max}} = 4,95 \text{ m}$).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{495}{20} = 24,75 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 25 \text{ cm.} \\ h_t \geq \frac{495}{10} = 49,50 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm.} \end{cases}$$

❖ **Condition de rigidité**

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{array} \right.$$

Avec :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4$ KN /m³).

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m².

b : largeur de la semelle.

I : moment d'inertie de la semelle ; $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (4,95)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 71,71 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3,216 \times 10^7 \times (0,75)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,26 \text{ m} \quad ; \text{ D'où : } h_t = 75 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 4,95 \leq \frac{\pi}{2} \times 3,26 = 5,12 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

• **Calcul de la surface du radier**

On a : $N = 43688,623$ KN..... (Combinaison ELS).

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{43688,623}{150} = 291,26 \text{ m}^2.$$

On prend : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 383,242 \text{ m}^2.$

V.4.3.2 Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens considéré :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,15$ MPa

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « GEOSEC », on obtient les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 4722,7 \text{ m}^4 \\ I_y = 18032,2 \text{ m}^4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} X_G = 13,89 \text{ m} \\ Y_G = 6,53 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$X_t = \frac{\sum N_i X_i}{\sum N_i} \quad \text{et} \quad Y_t = \frac{\sum N_i Y_i}{\sum N_i}$$

➤ **Calcul des excentricités :**

$$e_x = X_t - X_g \text{ et } e_y = Y_t - Y_g$$

➤ **Calcul des moments :**

$$M_x = N \times e_y \text{ et } M_y = N \times e_x$$

$$X_t = \frac{700958,8086}{43688,623} = 16,04 \text{ m}; Y_t = \frac{281404,1272}{43688,623} = 6,62 \text{ m}$$

$$e_x = 16,04 - 13,89 = 2,15 \text{ m}; e_y = 6,62 - 6,53 = 0,09 \text{ m}$$

$$M_x = 43,688623 \times 0,09 = 3,93 \text{ MN.m}; M_y = 43,688623 \times 2,15 = 93,93 \text{ MN.m}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

$$\text{Sens X-X} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G \end{cases}; \text{ Sens Y-Y} \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\text{Sens X-X} : \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{43,688623}{383,242} + \frac{3,93}{4722,7} \times 6,53 = 0,118 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{43,688623}{383,242} - \frac{3,93}{4722,7} \times 6,53 = 0,108 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,118 + 0,108}{4} = 0,116 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$\text{Sens Y-Y} : \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{43,688623}{383,242} + \frac{93,93}{18032,2} \times 13,89 = 0,182 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{43,688623}{383,242} - \frac{93,93}{18032,2} \times 13,89 = 0,038 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,216 + 0,013}{4} = 0,146 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,150 \text{ MPa} \dots \dots \text{ vérifiée}$$

V.4.3.3 Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V = \frac{N \times L_{\text{max}}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{43688,623 \times 4,95}{2 \times 383,242} = 282,144 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{282,144 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,112 \text{ m}$$

On prend : $d = 20 \text{ cm}$

V.4.3.4 Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : effort normale.

h_t : hauteur total de radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65×65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A \times B)$.

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,75 = 1,40 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,75 = 1,40 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} B = b + h_t = 0,65 + 0,75 = 1,40 \text{ m} \end{cases}$$

Soit : $U_c = 3,92 \text{ m}^2$ et $N_d = 2312,322 \text{ KN}$

$$N_d = 2,312 \text{ MN} < 0,045 \times 3,92 \times 0,75 \times \frac{25}{1,15} = 2,877 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

V.4.3.5 Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1,15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = (3,20 + 4,08) + 0,75 = 8,03 \text{ m}$)

S_{rad} : Surface du radier ($S_{\text{rad}} = 383,242 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 43688,623 \geq 1,15 \times 8,03 \times 383,242 \times 10 = 35390,482 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

V.4.3.6 Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Sens X-X

$$e = 3,29 < \frac{27,78}{4} = 6,95 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Sens Y-Y

$$e = 0,09 < \frac{13,05}{4} = 3,26 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

V.4.3.7 Ferrailage du radier

❖ Calcul des sollicitations

- ELU :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$$

➤ Calcul du poids propre du radier

$$N_{\text{rad}} = S_{\text{radier}} \times e_{\text{radier}} \times 25 = 383,242 \times 0,25 \times 25 = 2395,263 \text{ KN.}$$

➤ Calcul du poids de la nervure

$$N_{ner} = b_{a,pot} \times \gamma_b \times h_t \times L_{ner} = 0,65 \times 25 \times 0,75 \times 197,64 = 2408,74 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} N_u^{cal} = 60208,517 \text{ KN.} \\ N_{rad} = 2395,263 \text{ KN.} \\ N_{ner} = 2408,74 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$N_u = N_u^{cal} + 1,35(N_{rad} + N_{ner}) = 66693,921 \text{ KN}$$

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

$$Q_u = \frac{66693,921}{383,242} = 174,026 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a: $\begin{cases} l_x = 4,55 - 0,65 = 3,9 \text{ m} \\ l_y = 4,95 - 0,65 = 4,3 \text{ m} \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,9}{4,3} = 0,90 > 0,4 \implies \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

D'où : $\rho = 0,90 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$

➤ Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0456 \times 174,026 \times (3,9)^2 = 120,70 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,7834 \times 120,70 = 94,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 M_{0x} = 102,595 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 M_{0y} = 80,373 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -60,350 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times h) = (1 \times 0,25) \text{ m}^2$.

Localisation		M_t (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	102,595	14,26	2,09	8HA16 = 16,08	15
	y-y	80,373	10,88	2	8HA14 = 12,32	12
Appui		-60,350	7,99	2,42	6HA14 = 9,24	15

Tableau V.2: ferrailage de radier

V.4.3.8 Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité

On a: $\begin{cases} \rho = 0,90 > 0,4 \\ e = 25 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \implies \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times e \times b \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$

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

2) L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{174,026 \times 3,9}{2} \times \frac{(4,3)^4}{(4,3)^4 + (3,9)^4} \Rightarrow V_x = 202,39 \text{ KN.}$$

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{174,026 \times 4,3}{2} \times \frac{(3,9)^4}{(4,3)^4 + (3,9)^4} \Rightarrow V_y = 151 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{248,22 \times 10^{-3}}{1 \times 0,2} = 1,24 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

V.4.3.9 Vérifications à l'ELS

$$\begin{cases} N_u^{cal} = 43688,623 \text{ KN.} \\ N_{rad} = 2395,263 \text{ KN.} \\ N_{ner} = 2408,74 \text{ KN.} \end{cases}$$

On a: $Q_u = \frac{N_s}{S_{rad}}$

$$N_u = N_u^{cal} + (N_{rad} + N_{ner}) = 48492,626 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } q_s = \frac{48492,626}{383,242} = 126,53 \text{ KN.}$$

➤ Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = 75,403 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 64,107 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} M_t^x = 0,85 M_{0x} = 64,092 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 M_{0y} = 54,490 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -37,701 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1) Vérification des contraintes

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	x-x	75,403	7,70	51707,39	11,22 < 15	<i>vérifiée</i>	269,04 > 201,63	<i>N.vérifiée</i>
	y-y	64,107	6,95	42660,86	10,44 < 15	<i>vérifiée</i>	294,16 > 20,63	<i>N.vérifiée</i>
Appui		-37,701	6,19	34338,35	6,80 < 15	<i>vérifiée</i>	227,45 > 201,63	<i>N.vérifiée</i>

Tableau V.3: Vérification des contraintes à l'ELS.

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	β	α	A _{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	75,403	0,0093	0,409	21,65	8HA20=25,13	10
	y-y	64,107	0,0079	0,378	18,19	10HA16=20,11	10
Appui		-37,701	0,0047	0,290	10,35	8HA16=16,08	12

Tableau V.4: Calcul des armatures à l'ELS.

V.4.3.10 Schéma de ferrailage

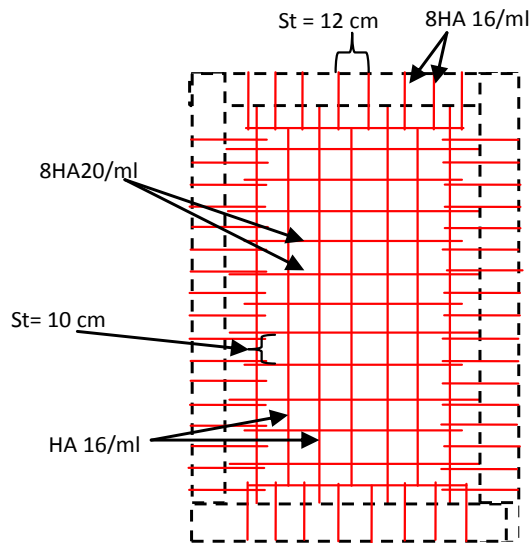


Figure V.5: Schémas de ferrailage du radier.

V.4.4 Etude des nervures

Les nervures sont des poutres en sections T inversé servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par équivalentes uniformément réparties comme indiqué sur la figure suivante :

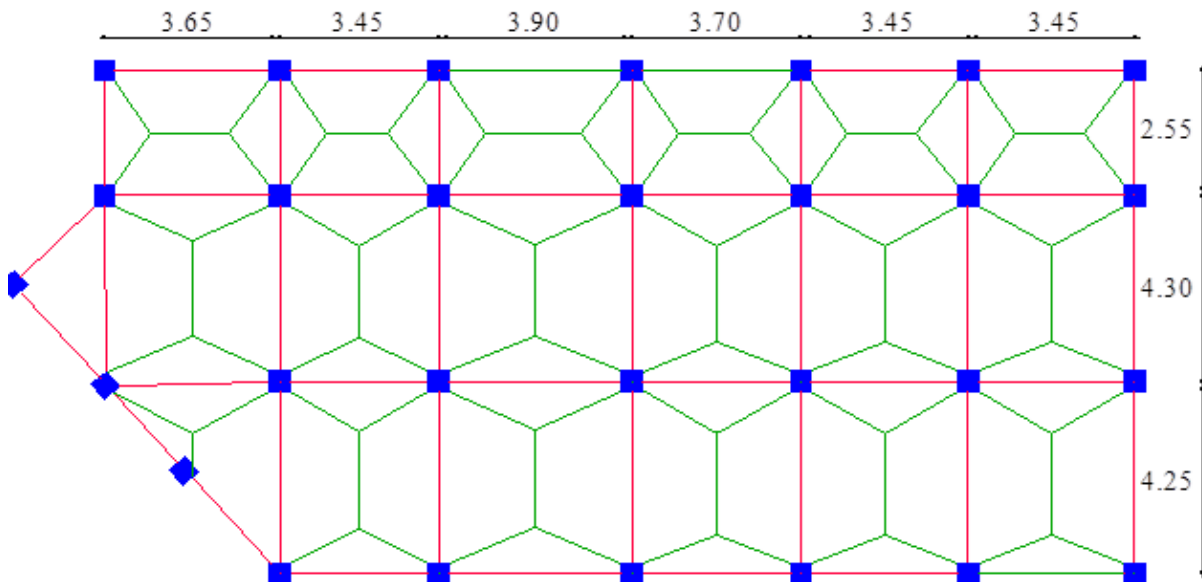


Figure V.6: Schéma des lignes de ruptures.

V.4.4.1 Méthode de calcul

❖ Charges triangulaires

- Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

- Cas d'une seule charge triangulaire par travée

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

❖ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

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.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

➤ Type des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

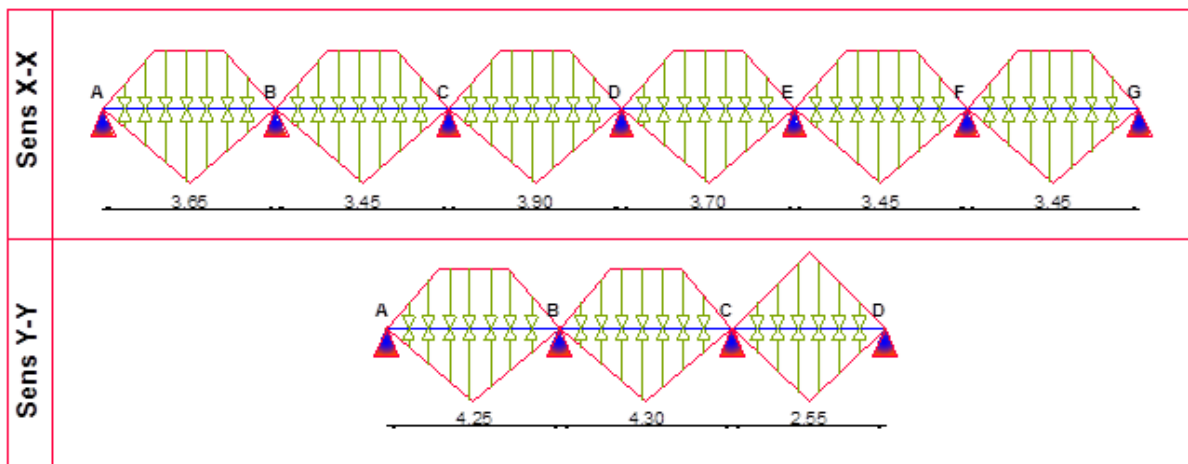


Tableau V.5: Répartition des charges selon sens considéré.

V.4.4.2 Calcul de chargement

➤ Détermination de P_u et P_s

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 66072,404 - 1.35 \times 2408,74 = 62820,605 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 48032,243 - 2408,74 = 45623,503 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{62820,605}{309,58} = 202,92 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{45623,503}{309,58} = 147,37 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Exemple de calcul

• Travée AB

1) Chargement triangulaire

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} q_m^u = 493,77 \text{ KN/m} \\ q_m^s = 358,6 \text{ KN/m} \\ q_v = 370,329 \text{ KN/m} \end{cases}$$

2) Chargement trapézoïdal :

$$\begin{cases} q_m = p \times \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times l_x \\ q_v = \frac{p}{2} \times \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times l_x \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} q_m^u = 605,46 \text{ KN/m} \\ q_m^s = 439,72 \text{ KN/m} \\ q_v = 233,31 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Chargement	q_m^u (KN/m)	q_m^s (KN/m)	q_v (KN/m)
AB	549,62	399,16	301,82
BC	519,51	377,29	285,28
CD	603,76	438,48	331,39
DE	566,09	411,12	310,64
EF	519,51	377,29	285,28
FG	519,51	377,29	285,28

Tableau V.6: Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	q_m^u (KN/m)	q_m^s (KN/m)	q_v (KN/m)
AB	673,80	489,34	256,57
BC	686,41	498,50	261,77
CD	344,96	307,20	258,72

Tableau V.7: Les chargements sur les travées sens Y-Y.

❖ Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$P_{ner}^U = 1,35 \times b_{a,pot} \times h_t \times \gamma_b = 1,35 \times 0,65 \times 0,75 \times 25 = 16,45 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0,65 \times 0,75 \times 25 = 12,19 \text{ KN/m}$$

➤ Sens X-X

• ELU

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
X-X	AB	4,30	566,07	318,27	0	-661,4	1,88	1287,69	998,53	838,09	-530,4
	BC	4,10	535,96	301,73	-661,4	-553,4	2,10	1125,52	519,48	592,21	-644,9
	CD	4,55	620,21	347,84	-553,4	-599,9	2,26	1603,85	1027,34	801,57	-781,1
	DE	4,35	582,54	327,09	-599,9	-504,3	2,22	1377,30	826,18	689,43	-733,4
	EF	4,10	535,96	301,73	-504,3	-593,6	2,00	1125,52	577,68	640,33	-596,8
	FG	4,10	535,96	301,73	593,6	0	2,32	1106,65	848,95	473,78	-763,3
Y-Y	AB	4,90	690,25	273,02	0	-1111,4	2,12	2034,02	1553,15	895,72	-442,1
	BC	4,95	702,86	278,22	-1111,4	-498,1	2,30	2141,97	1315,50	564,69	-812,5
	CD	3,20	361,41	275,17	-498,1	0	2,03	429,34	247,21	284,61	-595,9

Tableau V.8: Les sollicitations à l'ELU sens X-X.

• ELS

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Sens	Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	4,30	399,16	0	-370,38	1,88	908,00	746,07
	BC	4,10	377,29	370,38	-390,58	2,10	792,31	411,58
	CD	4,55	438,48	-390,58	-391,31	2,26	1134,65	743,71
	DE	4,35	411,12	-391,31	-355,49	2,22	972,01	598,98
	EF	4,10	377,29	-355,49	-417,83	2,00	792,31	406,41
	FG	4,10	377,29	-417,83	0	2,32	779,03	597,63
Y-Y	AB	4,90	489,34	0	-783,67	2,12	1441,98	1102,92
	BC	4,95	498,50	-783,67	-449,36	2,30	1519,18	890,84
	CD	3,20	307,20	-449,36	0	2,03	364,82	200,52

Tableau V.9: Les sollicitations à l'ELS sens Y-Y.

V.4.4.3 Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

➤ Détermination de la largeur b selon les deux sens

Donnés : $\begin{cases} h = 0,75 \text{ m} ; h_0 = 0,25 \text{ m} \\ b_0 = 0,65 \text{ m} ; d = 0,70 \text{ m} \end{cases}$

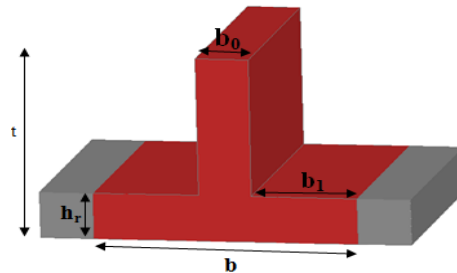


Figure V.7: Vu en 3D d'une nervure

• Sens X-X :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min\left(\frac{3,9}{2}; \frac{2,55}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0,65}{2} \leq \min(1,95 ; 0,26) = 0,26 \text{ m}$$

Donc : $b = 1,17 \text{ m} = 117 \text{ cm}$

• Sens Y-Y :

$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min\left(\frac{4,3}{2}; \frac{3,45}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0,65}{2} \leq \min(2,15 ; 0,33) = 0,33 \text{ m}$$

Donc : $b = 1,31 \text{ m} = 131 \text{ cm}$.

Localisation		M_t (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Choix des barres
x-x	travée	1027,34	38,67	9,89	8HA25 = 39,27 cm ²
	appui	-661,38	24,42	9,89	8HA20 = 25,13 cm ²
y-y	travée	1553,15	59,73	11,07	8HA32 = 64,34 cm ²
	appui	-1111,45	41,72	11,07	4HA32+4HA20 = 44,74 cm ²

Tableau V.10: Calcul de ferrailage.

V.4.4.4 Vérification à l'ELU

A) Vérification au cisaillement

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ M}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x - x : } \tau_u = \frac{838,09 \times 10^{-3}}{1,17 \times 0,7} = 1,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \text{Sens y - y : } \tau_u = \frac{895,72 \times 10^{-3}}{1,31 \times 0,7} = 0,98 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

B) Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X $\Rightarrow \tau_u = \frac{838,09 \times \left(\frac{1,17-0,65}{2} \right) \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,7 \times 0,25 \times 1,17} = 1,18 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

Sens Y-Y $\Rightarrow \tau_u = \frac{895,72 \times \left(\frac{1,31-0,65}{2} \right) \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,7 \times 0,25 \times 1,31} = 1,43 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

C) Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\max} \right] \leq 32 \text{ mm, alors } \phi_t = 10.$$

$$A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \leq 72,46 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0,3 \times f_{t28}]} \leq 42,15 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

D) Les armatures de peau

Vu la hauteur des nervures il est préconisé de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0,2\%(b_0 \times h) = 0,002 (65 \times 75) = 9,75 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA16 = 12,06 cm²E)**

V.4.4.5 Vérification des contraintes à l'ELS

A) L'état limite d'écrasement de béton

Localisation	M _t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	
x-x	travée	746,07	21,99	1772442,73	9,26 < 15	vérifiée	303,13 > 201.63	N.vérifié e
	appui	-417,83	18,26	1246552,68	6,12 < 15	vérifiée	260,14 > 201.63	N.vérifié e
y-y	travée	1102,92	25,16	2555103,30	10,86 < 15	vérifiée	290,33 > 201.63	N.vérifié e
	appui	-783,67	22,31	2038836,31	8,58 < 15	vérifiée	274,96 > 201.63	N.vérifié e

Tableau V.11: Vérification des contraintes à l'ELS

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-3})	α	A_{cal} (cm^2/ml)	Nombre de barres (cm^2/ml)
x-x	travée	746,07	6,45	0,341	59,63	8HA32 = 64,34 cm^2
	appui	-417,83	3,61	0,255	32,35	8HA25 = 39,27
y-y	travée	1102,92	8,52	0,392	89,88	12HA32=96,51
	appui	-783,67	6,05	0,330	62,38	8HA32 = 64,34 cm^2

Tableau V.12: Le calcul des armatures à l'ELS.

V.4.4.6 Schéma se ferrailage

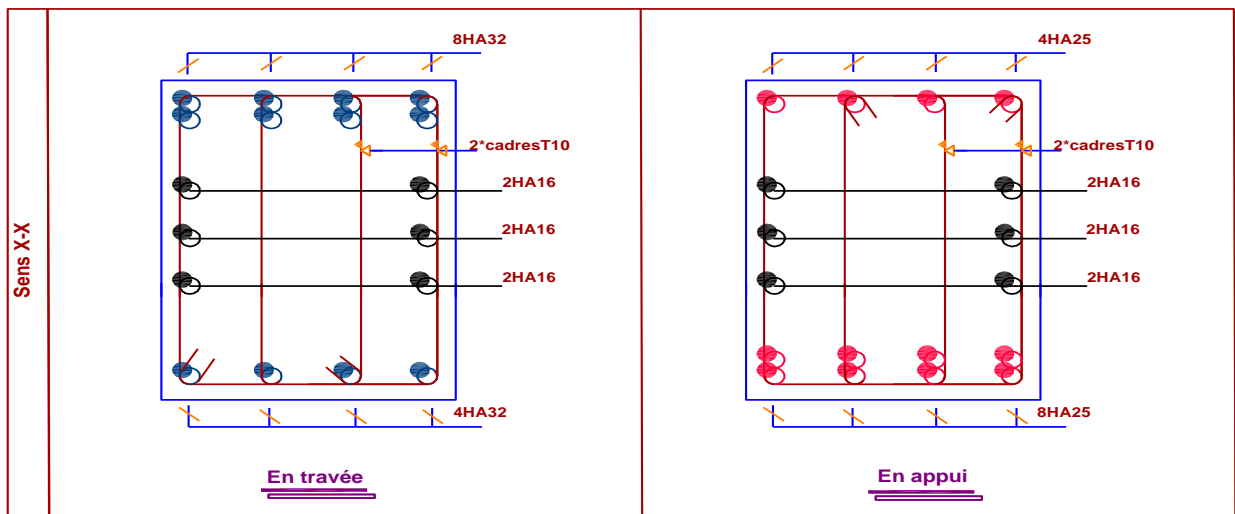


Tableau V.13: Ferrailage des nervures sens (X-X).

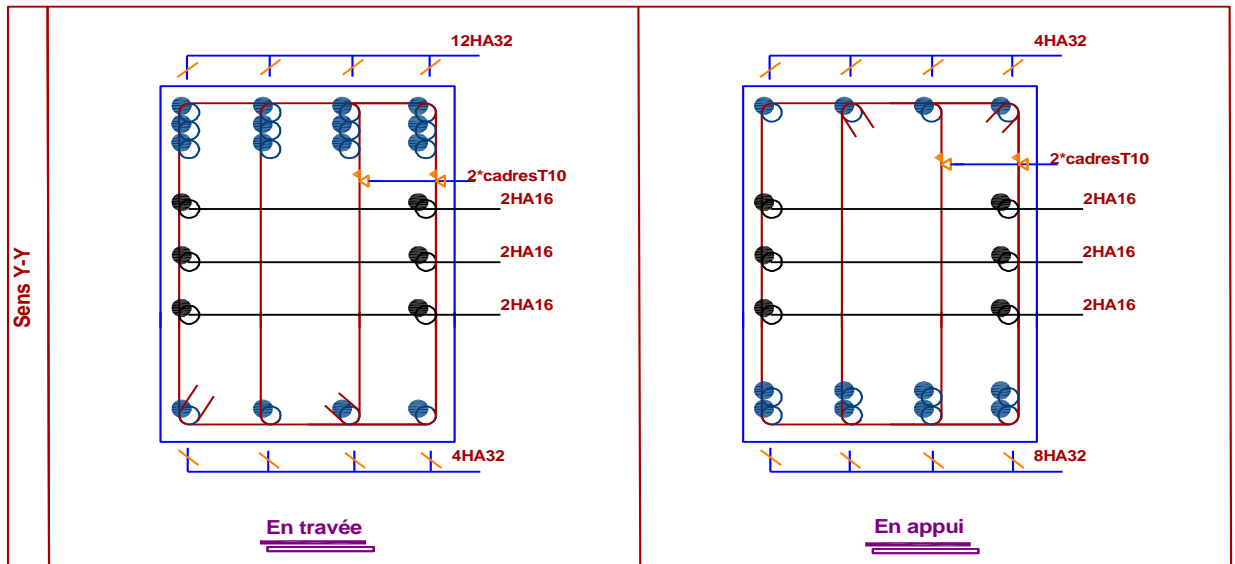


Tableau V.14: Ferrailage des nervures sens (Y-Y).

V.5 Etude de voile périphérique

V.5.1 Introduction

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du 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 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

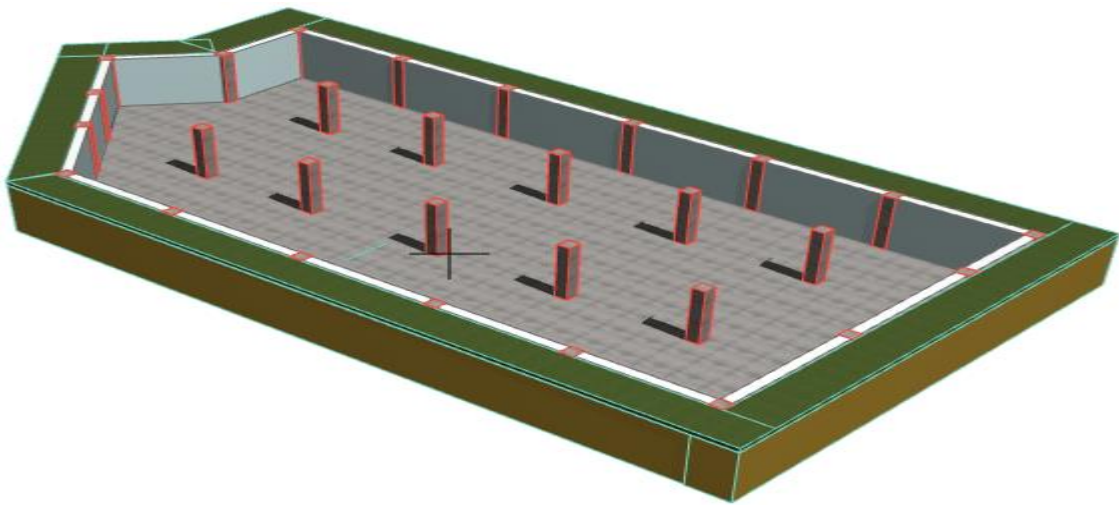


Figure V.8: Vu en 3D des voiles périphériques réalisés avec le logiciel ArchiCAD 16.

V.5.2 Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 7,28 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 4,55 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

V.5.3 Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0,14 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 10^\circ \end{array} \right.$$

V.5.4 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

❖ Poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 7,28 \times 20 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{10}{2} \right) - 2 \times 14 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{10}{2} \right) \Rightarrow G = 79,02 \text{ KN/m}^2$$

❖ *La surcharge accidentelle*

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{10}{2} \right) - \frac{2 \times 14}{20 \times 7,28} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{10}{2} \right) \Rightarrow Q = 6,88 \text{ KN/m}^2$$

V.5.5 Méthodologie de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

• **ELU**

$$\begin{cases} \sigma_{\min} = 1,5 \times Q = 1,5 \times 6,88 = 10,32 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 79,02 + 1,5 \times 6,88 = 117 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 117 + 10,32}{4} = 90,33 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 90,33 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable comme suit :

$$\begin{cases} l_x = 4,08 \text{ m} \\ l_y = 4,55 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,08}{4,55} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$\rho = 0,89 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0466 \\ \mu_y = 0,7635 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0466 \times 90,33 \times (4,08)^2 = 70,07 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,7635 \times 70,07 = 53,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 70,07 = 59,55 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 53,50 = 45,47 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 70,07 = -35,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

V.5.6 Ferrailage du voile périphérique

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e)$.

localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travées	X-X	59,55	0,099	0,131	0,170	8,73	2,17	8HA12 = 9,05
	Y-Y	45,47	0,076	0,099	0,173	6,57	2,17	6HA12 = 6,79
Appui		-35,04	0,058	0,075	0,175	5	2,17	6HA12 = 6,79

Tableau V.15: Le calcul de ferrailage

Avec : $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$.

V.5.7 Vérification à l'ELU

V.5.7.1 Espacements

{ sens X – X : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$
 { sens Y – Y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

V.5.7.2 Vérification de condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

On a : $\begin{cases} \rho = 0,64 > 0,4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases}$

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} \times (3 - 0,89) \times 100 \times 20 = 1,688 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

V.5.7.3 Vérification de efforts tranchants

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{90,33 \times 4,08}{2} \times \frac{(4,55)^4}{(4,55)^4 + (4,08)^4} = 111,92 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{90,33 \times 4,55}{2} \times \frac{(4,08)^4}{(4,55)^4 + (4,08)^4} = 80,69 \text{ KN} \end{cases}$$

V.5.7.4 Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{111,92 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• ELS

➤ Calcul des moments

$$\text{On a : } \rho = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0,8358 \end{cases}$$

Soit

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = G + Q = 79,02 + 6,88 = 85,90 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = Q = 6,88 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 85,90 + 6,88}{4} = 66,15 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 66,15 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0537 \times 66,15 \times (4,08)^2 = 59,13 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,8358 \times 59,13 = 49,42 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 59,13 = 50,26 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 49,42 = 42,00 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 59,13 = -29,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

V.5.8 Vérification à l'ELS

V.5.8.1 L'état limite d'écrasement de béton

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	x-x	50,26	5,76	26707,84	10,83 < 15	vérifiée	345,51 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	42,00	5,12	21370,26	10,06 < 15	vérifiée	379,71 > 201.63	N.vérifiée
Appui		-29,57	5,12	21370,26	7,08 < 15	vérifiée	267,33 > 201.63	N.vérifiée

Tableau V.16: Vérification des contraintes à l'ELS.

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t
Travée	x-x	50,26	7,69	0,372	15,80	8HA16 = 16,08	20
	y-y	42,00	6,43	0,340	13,05	8HA16 = 16,08	25
Appui		-29,57	4,53	0,285	9	6HA14 = 9,24	20

Tableau V.17: Calcul des armatures à l'ELS.

V.5.9 Schéma se ferrailage

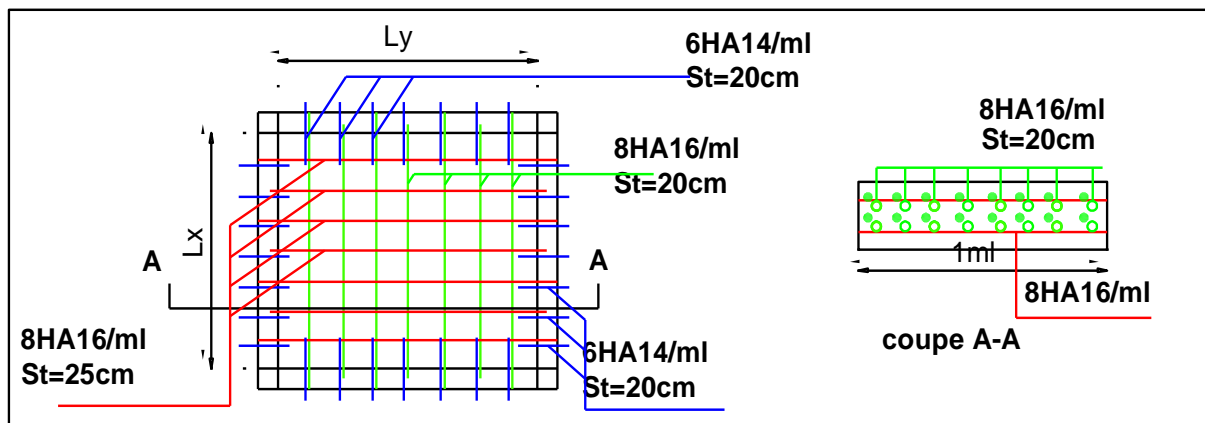


Figure V.9: Schéma de ferrailage de voile périphérique.

V.6 Conclusion

Au terme de ce chapitre, un type de fondation a été choisi pour notre structure ce choix s'est effectué en respectant les critères de résistance, facilité d'exécution et de la stabilité de l'ouvrage. Le type de fondation choisi est un radier, ce dernier a été étudié et ferrailé. Notre structure ayant un sous-sol ; un voile périphérique est prévu.

Conclusion général

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels ETABS, autocad etc. Les points important tirés de cette étude sont :

- ❖ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- ❖ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- ❖ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- ❖ La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- ❖ Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.



Conclusion général

Bibliographie

- ❖ **Le CBA93** : (Code De Béton Armé).
- ❖ **Le RPA 99 révisée 2003** : (Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ **Le BAEL 91 modifiées 99** : (Béton Armé Aux Etats Limites). Edition Eyrolles,
Troisième édition 2000.
- ❖ **DTR-BC2.2** : (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges, Edition CGS,
Octobre 1988.).
- ❖ **DTR-BC2.331** : (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ❖ Mémoires de fin d'étude.

Annexe I

VII. CONCLUSION

Le projet concerné par l'étude est situé sur un terrain doté d'une pente faible à moyenne, il est limité au Nord par les lot N° 159 et lot 160, au Sud par une piste menant vers la RN12, à l'Est par les lot N° 161 et lot 307 et à l'Ouest par le lot N° 163.

Le sous-sol du site est constitué par des :

- Argiles limoneuses
- Argiles marneuses gravo-caillouteuses,
- Marnes gréseuses légèrement argileuses associées à des débris de marnes compactes.

Compte-tenu de la nature des formations rencontrées et les résultats des essais pénétrométriques, nous vous recommandons des fondations superficielles ancrées à **1.50m** de profondeur et de prendre une contrainte admissible de **1.60 bars**

Afin d'assurer la stabilité des fondations et de l'ensemble du versant, il y'a lieu:

- D'opter pour des terrassements en gradin.
- Réaliser des dispositifs de confortements des talus.
- D'effectuer un bon système de drainage des eaux pluviales.

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisé en 2003, la région de Bejaia est classée en zone **Ila**, de sismicité moyenne, d'où Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés de l'infrastructure.

Les analyses chimiques indiquent que ces sols présentent une faible agressivité pour les bétons hydrauliques de l'infrastructure

Ingénieur Chargé De L'étude

L.BENMEZIANE

Le Directeur

Service de Labo
A. KACI



Annexe II

Valeurs de μ_x et μ_y pour le calcul des dalles pleines

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe III

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armature ϕ en mm

Tableau des Armatures

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe V

Caractéristiques générales													
Installation		en simplicité pour les dispositions en batterie, consulter la table T31				Maintenance		collective descendante sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense					
Nombre de faces de service		simple accès				Portes automatiques							
Distance mini entre niveaux		255 cm											
Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	390	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	4000
590		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	4000

Annexe VI

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.8$$

$\rho = 0.8$

$\frac{u}{x}$ \ / \ $\frac{v}{y}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
<i>Valeurs de M_1</i>	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
<i>Valeurs de M_2</i>	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,052
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

III/ CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'investigation préliminaire menée dans le cadre de l'étude de Sol de l'assiette de terrain devant servir d'assise au projet : **Réalisation de 03 Immeubles en R+8 à Usage d'Habitation /Services et Commerces sis Zone Urbaine /Section 35 Ilot 11 / Bouira.** Nous permet de conclure que le terrain est constitué par : Des Formations Argileuses Fissurées de faible portance de Galet et blocs (Remblais) sur des profondeurs variables allant de **4.00m à 4.50 m** (Assiette Principale), suivi par des formations Alluvionnaires Argileuses plus ou moins Caillouteuses à Graveleuses peu Sableuses à Calcaireuses en profondeur.

Ces formations géologiques présentent un pouvoir portant moyen à bon.

MODE DE FONDATION :

Nous vous conseillons :

Un mode de fondation adéquat à la nature des ouvrages à édifier. Le choix du type de semelles est laissé à l'appréciation du bureau d'étude.

L'ancrage des fondation sera assuré au-delà de **2.40 m** de profondeur à partir du niveau actuel du terrain naturel (**Réf : Essai pénétrométrique P01, réalisé au niveau de la Partie du terrain en bande de 2.50m environ, longeant la clôture du chemin de fer.**)

CAPACITE PORTANTE DU SOL :

Le taux de travail retenu pour le calcul de l'infrastructure ne doit pas dépasser **1.50 bars.**

Recommandations :

- **P**révoir un système d'étanchéité au voisinage immédiat des fondations afin d'éviter toute infiltration et stagnation d'eau au périmètre des fondations et également les travaux de fondation et de terrassement pendant les périodes pluviales.

- **I**l y a lieu de procéder au décapage de la couche de faible portance afin d'éviter de reposer les semelles sur cette dernière.

- **P**rendre des mesures de sécurité, lors de l'exécution des travaux de fondation afin de ne pas déstabiliser les fondations des constructions mitoyennes.

- **S**outenir le talus créé lors des travaux de terrassement.

Bouira le 31/10/2017

LE LABORATOIRE
Agrément du Ministère
de Commerce
N° 024 du 02/11/2013

M. ANTOUILA
Ingénieur Chargé
des Etudes

