



République Algérienne Démocratique & Populaire  
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Université de BLIDA « SAAD DAHLAB »

كلية سعد دحلب- البليدة

Faculté Des Sciences de L'Ingénieur

كلية العلوم الهندسية

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

Mémoire de Projet De Fin d'Etudes

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du Diplôme  
DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option:

Constructions métalliques et mixtes

Thème :

# ETUDE D'UN BATIMENT R+9 EN BETON ARME

Promoteur :

Mr.Ferdjani Omar

Présente par :

Aissa Mehdi

Promotion 2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# *Remerciements*

*Je remercie ALLAH qui m'a donné le courage et la patience*

*Jusqu'au bout de mes études.*

*Au terme de ce cycle de préparation, je tien à remercier mon promoteur Mr. Ferdjani Omar pour la patience, l'abnégation, le dévouement et le soutien qu'il m'a témoigné pour achever à terme cette modeste thèse et pour avoir proposé et dirigé ce travail.*

*Je tien à remercier vivement l'ensemble des professeurs du département de génie civil qui m'ont enseigné ainsi que ceux qui ont contribué à ma formation.*

*Je remercie mes parents pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.*

*Je tien à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.*

*Je ne saurais oublier enfin de remercier les honorables Membres du Jury qui me fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail qui n'aura jamais pu voir le jour sans les soutiens indéfectibles et sans limite de mes chers parents.*

*Ma mère, Par les inestimables sacrifices que tu as consentis pour moi, tu as tant souhaité que je parviens à ce but, Tes conseils et tes prières m'ont toujours accompagné.*

*A mon père, tu as toujours été à mes cotés pour me soutenir et m'encouragé, que se travail traduit ma gratitude et mon affection.*

*Je ne trouverai jamais assez de mots pour t'exprimer tout mon Amour, ma reconnaissance, ma profonde Gratitude pour les sacrifices consentis. Je ne pourrai jamais au plus grand jamais oublier tout ce que vous avez fait pour moi.*

*Mes frères qui n'ont cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité.*

*Mon mari, et ma petite fille , et ma belle famille , Je vous remercie tout particulièrement pour votre soutien et affection. Puissiez-vous trouver dans ce travail le témoin de mon affection et estime.*

*Sebsi Oussama, qui m'a aider dans ce travaille.*

*Tous mes proches et amis, qui m'ont toujours encouragée au cours de la réalisation de ce mémoire.*

*Merci à tous et à toutes.*

# Sommaire

<b>Remerciements</b>	
<b>Dédicace</b>	
<b>Résumé</b>	
<b>Sommaire</b>	
<b>Liste des tableaux</b>	
<b>Liste des figures</b>	
<b>Liste des symboles</b>	
<b>Plans</b>	
<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : présentation de l'ouvrage</b>	
I.1. Introduction.....	2
I.2 Implantation de l'ouvrage.....	2
I.3 Présentation de l'ouvrage.....	2
I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.5. Hypothèses de calcul.....	7
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement</b>	
II.1.Introduction.....	8
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	8
II.3.pré dimensionnement des poutrelles : .....	9
II.4. Pré dimensionnement des poutres.....	10
II.5. Pré-dimensionnement de l'acrotère :.....	11
II.6. Pré dimensionnement des voile.....	11
II.7. pré dimensionnement des escaliers.....	12
II.8. Pré-dimensionnement des poteaux.....	15
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaire</b>	
III.1.Acrotère .....	25
III.2.Etude des planchers.....	30
III.2.2. Plancher en corps creux :.....	30
III.2.7 : Ferrailage de la table de compression :.....	49

III.3.Escalier.....	50
III.4.Etude de balcon :.....	57
III.5 Etude de la dalle pleine.....	60
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	
IV.1 Introduction.....	63
IV.2 Etude dynamique.....	63
IV.3 Choix de la méthode de calcul.....	63
IV.4. Etude sismique.....	65
IV.4.1. Résultats de l'analyse sismique.....	68
<b>Chapitre V Ferrailage des éléments résistants</b>	
V.1.Introduction.....	72
V.2. Ferrailage des poteaux .....	72
V.3 : Ferrailage des poutres.....	83
V.4. Ferrailage des voiles.....	98
<b>Chapitre VI Etude des fondations</b>	
VI.1. Introduction.....	114
VI.2. Choix de type de fondations.....	114
VI.3. Classification des fondations.....	114
VI.4. Calcul des fondations.....	114
VI.5. Pré dimensionnement de radier.....	115
VI.6. caractéristiques géométriques du radier.....	116
VI.7. Vérifications nécessaires.....	116
VI.8. Voile périphérique.....	126
Conclusion générale.....	131
Références	
Annexe	

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau. I.1 : Nuance d'acier avec la limite élastique.....	6
Tableau II.1 : charges à la terrasse due au plancher à corps creux.....	16
Tableau II.2 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant.....	16
Tableau II.3.Charges permanentes du Plancher courant à dalle pleine.....	17
Tableau II.4 : charge permanente due au mur extérieur et intérieur.....	17
Tableau II.5 : charges dues au balcon.....	17
Tableau II.6 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée.....	18
Tableau II.7 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de palier.....	18
Tableau II.8 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée.....	18
Tableau II.9 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de palier.....	19
Tableau II.10 : Dégression des surcharges pour le poteau central (G-2).....	22
Tableau II.11 : Descente des charges sur le poteau central (G-2).....	22
Tableau II.12 : Choix des sections du poteau central (G-2).....	23
Tableau II.13 : Vérification du critère de résistance du poteau central (G-2).....	23
Tableau II.14 : Vérification de l'effort normal réduit du poteau central (G-2).....	24
Tableau II.15: Tableau final des sections des poteaux.....	24
Tableau III.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	32
Tableau III.2 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 01 à l'ELU.....	33
Tableau III.3 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 01 à l'ELS.....	33
Tableau III.4: 1er cas (chargé).....	33
Tableau III.5 : 2eme cas (chargé-déchargé).....	34
Tableau III.6 : 3eme cas (déchargé-chargé).....	34
Tableau III.7: 1er cas (chargé).....	34
Tableau III.8 : 2eme cas (chargé-déchargé).....	35
Tableau III.9 : 3eme cas (déchargé-chargé).....	35
Tableau III.10 : Vérification de la contrainte de béton.....	35
Tableau III.11 : Calcul de la flèche.....	39
Tableau III.12 : Vérification de la contrainte de béton.....	40

Tableau III.13 : Calcul de la flèche.....	45
Tableaux III.14 : Résultats d'évaluation des charges pour une bonde de 1 ml.....	47
Tableau III.15: Calcul des armatures.....	49
Tableau III.16 : Vérification de la contrainte de béton.....	50
Tableau III.17 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	52
Tableau III.18: Calcul des armatures.....	53
Tableau III.19 : Vérification de la contrainte de béton.....	54
Tableau III.20 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	56
Tableau III.21: Calcul des armatures.....	57
Tableau III.22 : Vérification de la contrainte de béton.....	57
Tableau III.23 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	57
Tableau III.24 : Vérification de la contrainte de béton.....	59
Tableau III.25 : Ferrailage de la dalle pleine.....	60
Tableau III.26 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	61
Tableau III.27 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	62
Tableau IV.1 : Facteur de qualité.....	67
Tableau IV.2 : les modes du modèle final.....	69
Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étages du 2 <sup>ème</sup> modèle.....	70
Tableau IV.4 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	71
Tableau V.1 :Caractéristiques du béton et de l'acier.....	72
Tableau V.2 : Ferrailage des poteaux situation durable( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	73
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux situation durable ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	74
Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux situation durable ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	74
Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	75
Tableau V.6 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	75
Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	76
Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	76
Tableau V.9 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ , $N^{\text{corr}}$ ).....	77
Tableau V.10 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ , $M^{\text{corr}}$ ).....	77

Tableau V.11 : Choix des armatures des poteaux.....	80
Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M_{ser}^{max}$ , $N_{ser}^{corr}$ ).....	79
Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux ( $M_{ser}^{max}$ , $N_{ser}^{corr}$ ).....	79
Tableau V.14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	80
Tableau V.15 : Espacements maximaux selon RPA99.....	82
Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	82
Tableau V.17 : Ferrailage des poutres principales (situation durable).....	84
Tableau V.18 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).....	84
Tableau V.19 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).....	85
Tableau V.20 : Ferrailage des poutres principales (situation durable).....	85
Tableau V.21 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).....	85
Tableau V.22 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).....	86
Tableau V.23 : Ferrailage des poutres principales (situation durable).....	86
Tableau V.24 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).....	86
Tableau V.25 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle).....	87
Tableau V.26 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	87
Tableau V.27 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	87
Tableau V.28 : Choix des armatures pour les poutres de chainages.....	88
Tableau V.29 : Vérification de la condition de non fragilité.....	88
Tableau V.30 : Vérification des poutres principales à l'ELS.....	88
Tableau V.31 : Vérification des poutres principales à l'ELS.....	89
Tableau V.32 : Vérification des poutres principales à l'ELS.....	89
Tableau V.33 : Vérification thermique des poutres de rive à l'ELS.....	90
Tableau V.34 : Vérification thermique des poutres de rive à l'ELS.....	90
Tableau V.35 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	91
Tableau V.36 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	91
Tableau V.37 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	92
Tableau V.38 : Calcul et vérification de la flèche des poutres.....	93
Tableau V.39 : Calcul des armatures transversales.....	94

Tableau. V.40. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau du RdC.....	101
Tableau. V.41. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 1 <sup>er</sup> à 3 <sup>ème</sup> étage.....	102
Tableau. V.42. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 4 <sup>er</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> .....	103
Tableau. V.43. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau de 7 <sup>er</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> .....	104
Tableau. V.44. Sollicitationd de calcul dans les voiles au niveau du RDC.....	105
Tableau. V.45. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage.....	106
Tableau. V.46. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 4 <sup>er</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> .....	107
Tableau. V.47. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 7 <sup>er</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> .....	108
Tableau. V.48. Sollicitation de calcul dans les voiles au niveau du RDC.....	109
Tableau. V.49. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage.....	110
Tableau. V.50. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 4 <sup>er</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> .....	110
Tableau. V.51. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 7 <sup>er</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> .....	111
Tableau. V.52. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau du RDC.....	111
Tableau. V.53. Sollicitation de calcul dans les voiles au niveau des 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage.....	112
Tableau. V.54. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 4 <sup>er</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> .....	112
Tableau. V.55. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 7 <sup>er</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> .....	113
Tableau VI.1 : choix de la hauteur des nervures.....	118
Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.....	118
Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELS.....	119
Tableau VI.4:Ferraillage des panneaux du radier.....	120
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes.....	121
Tableau VI.16 : Vérifications des contraintes du nouveau choix.....	121
Tableau VI.7 : Ferraillage des nervures dans le sens porteur.....	122
Tableau VI.8 : Ferraillage des nervures dans le sens non porteur.....	122
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	122
Tableau VI.10 : Vérifications des contraintes du nouveau choix.....	123
Tableau VI.11 : Choix des armatures transversales.....	124

Tableau VI.12: Ferrailage du voile périphérique.....	125
Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes.....	127
Tableau VI.14 : Vérifications des contraintes du nouveau choix.....	127





## Liste des figures

Figure I.1 : Planche à corps creux.....	3
Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'E.L.U.....	5
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.....	5
Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'E.L.U.....	6
Figure II.1 : disposition des poutrelles.....	9
Figure II.2 : Poutres principales et secondaires.....	10
Figure II.3 : coupe verticale d'un acrotère.....	11
Figure II.4 : Coupe de voile en élévation.....	12
Figure II.5: Coupe verticale de l'escalier.....	13
Figure II.6 : schéma statique de volée I.....	14
Figure II.7 : schéma statique de volée II.....	14
Figure II.8 : schéma statique de volée I.....	15
Figure II.10: coupe transversal dans le plancher terrasse inaccessible.....	15
Figure II.9 : schéma statique de volée II.....	16
Figure II.11 : section réduite du poteau rectangulaire.....	20
Figure II.12 : Dimensions des poteaux.....	21
Figure II.13 : Surface reprise par le poteau central (G-2).....	21
Figure II.14 : Dimension à respecter par les poutres.....	24
Figure III.1 : coupe verticale d'un acrotère.....	25
Figure III.2: Sollicitations de l'acrotère.....	25
Figure III.3 : diagrammes des efforts à l'ELU.....	26
Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	26
Figure III.5 : Distance de l'axe neutre.....	28
Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.....	29
Figure III.7: Disposition des armatures dans l'acrotère.....	30
Figure III.8 : Corps Creux.....	30
Figure III.1 : coupe verticale d'un acrotère.....	32
Figure III.2: Sollicitations de l'acrotère.....	32

Figure III.3 : diagrammes des efforts à l'ELU.....	34
Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	34
Figure III.5 : Distance de l'axe neutre.....	34
Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.....	35
Figure III.7: Disposition des armatures dans l'acrotère.....	35
Figure III.8 : Corps Creux.....	35
Figure III.17: Ferrailage de la poutrelle à six travées.....	42
Figure III.18: Ferrailage de la poutrelle à six travées.....	48
Figure III.19 : Ferrailage de la table de compression.....	49
Figure III.20 : Schéma statique du calcul à L'ELU.....	50
Figure III.21 : Schéma statique du calcul à L'ELU.....	53
Figure III.22: schéma statique du balcon.....	57
Figure III.23 : Dimensions du panneau le plus sollicité.....	59
Figure III.24: ferrailage de la dalle pleine.....	62
Figure IV.1 : Représentation graphique du spectre de réponse.....	65
Figure IV.2 : 1 <sup>er</sup> modèle.....	68
Figure IV.3 : les trois premiers modes.....	70
Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	83
Figure V.2 : Longueur de recouvrement.....	94
Figure V.3 : Arrêt des barres.....	95
Figure V.4 : Schéma du ferrailage de poutre principale au niveau du RDC.....	95
.Figure V.5 : Schéma du ferrailage de poutre principale niveaux 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage.....	96
Figure V.6 : Schéma de ferrailage de poutre principale niveaux 4 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup> étage.....	96
Figure V.7 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire au niveau du RDC.....	96
Figure V.8 : Schéma du ferrailage de poutre secondaire niveaux 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> étage.....	97
Figure V.9 : Schéma du ferrailage de poutre secondaire niveaux 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> étage.....	97
Figure V.10 : Schéma du ferrailage de poutre secondaire niveaux 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> étage....	97
Figure V.11 : Schéma du ferrailage de poutre de chaînage dans tous les niveaux.....	98
Figure V.12 : Schéma de répartitions des voiles.....	100

Figure V.13 : Schéma de ferrailage de voile $V_{xC2g}$ au niveau du RDC.....	104
Figure VI.1. Schéma statique du bâtiment.....	116
Figure VI.2 : Contraintes sous le radier.....	117
Figure V.3 : Panneau de la dalle du radier.....	119

## Liste des symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section de béton.
- $\Phi$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $\phi$  : Angle de frottement.
- $C$  : Cohésion.
- $Q_{adm}$  : Capacité portante admissible.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $PC$  : Pression de consolidation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.
- $\sigma_m$  : Contrainte moyenne.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $\beta$  : Coefficient de pondération
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
- $D$  : Fiche d'ancrage.
- $L$  : Longueur ou portée.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $I_p$  : Indice de plasticité

- $I_c$  : Indice de consistance.
- $d$  : Hauteur utile.
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_f$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age
- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- $\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
- $\Phi$  : Coefficient de sécurité.

# Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial(R +9) qui sera implanté dans la wilaya de Blida (Bouinan), classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles, L'étude et l'analyse de ce structure ont été établies par le logiciel (ETABS16.0.2).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifié99 et RPA99 version 2003,

Pour la vérification du ferrailage j'ai utilisé un logiciel (Socotec).

# ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + 9 طوابق يتم انجازها بولاية البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل ( RPA99 modifié en 2003 ) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات , الأعمدة و الجدران المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة .

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي ( ETABS16.0.2 ) .

تحديد الأبعاد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنانية صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر ( RPA 99 modifié en 2003, BAEL 91 modifier 99 ) ..

للتحقق من نتاج التسليح استعنا بواسطة برنامج ألي متطور Socotec .

# Summary

The aim of this study is the conception of a dwelling and commercial structure of R +9 stages, which will be established in the wilaya of Blida (Bouinan), classified in zone III according to the Algerian seismic regulation (RPA 99 modifié en 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, the columns and the shear walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (ETABS16.0.2).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifié 99, RPA99 modifié en 2003).

For the checking of reinforcement I used software (Socotec).

## **Introduction**

Les séismes ou tremblements de terre constituent un phénomène géologique qui de tout temps a terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones du globe.

L'Algérie a connu au cours de son histoire plusieurs séismes dévastateurs. En raison de sa situation à la limite de convergence de la plaque Africaine et Eurasienne.

De ce fait, L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir.

Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+9, présentant une irrégularité en plan.

Après une descente des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, j'ai utilisé le logiciel de calcul ETABS ver 16.2 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version2003 à l'aide du logiciel SOCOTEC.

**I.1. Introduction:**

La stabilité de l'ouvrage est fonction de la résistance des éléments structuraux (voiles, poteaux, poutres, fondations, etc.) aux différentes sollicitations (compression, flexion, cisaillement, etc.) ; la résistance de ces éléments est fonction du type des matériaux utilisés ainsi que de leurs dimensions et caractéristiques mécaniques.

Le calcul sera fait conformément aux règles parasismiques algériennes (RPA99ver2003) et aux règles de béton armé aux états limites (CBA 93) et moyennant le logiciel de calcul (ETABS).

L'objectif de ce chapitre est de présenter les données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

**I.2 Implantation de l'ouvrage :**

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment R+9 à usage multiples qui sera réalisé à Bouinan(wilaya de Blida) qui est classée comme zone III selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

**I.3 Présentation de l'ouvrage :**

Le bâtiment est composé :

- 01 RdC à usage commercial.
- 09 étages à usage d'habitation.
- 01 terrasse inaccessible.

**I.3.1 Caractéristiques géométriques :**

- a) **Dimensions en élévation :**  
Hauteur totale du bâtiment : 31,60 m  
Hauteur du rez-de-chaussée : 4,06m  
Hauteur de l'étage courant : 3,06m
- b) **Dimensions en plan :**  
Longueur totale en plan : 30 m  
Largeur totale en plan : 20,3 m

**I.3.2 Ossature :**

La structure initiale proposée par le B.E.T est à ossature en portiques contreventée par des voiles en béton armé.

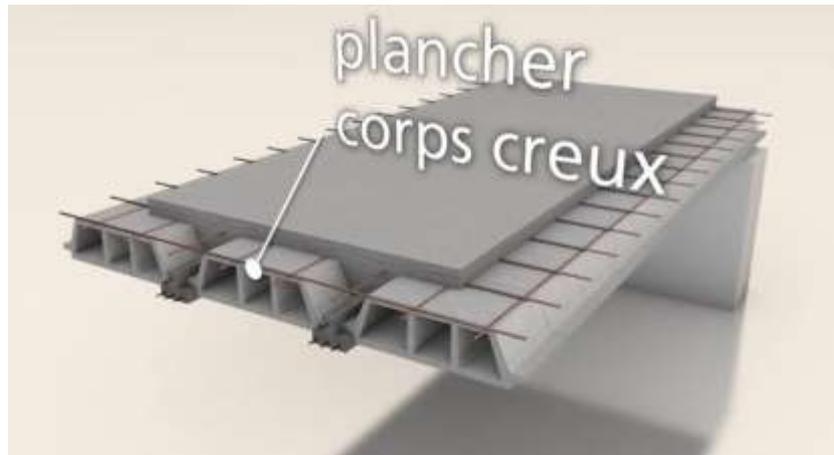
**Planchers :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

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

Le type de dalle au niveau des planchers a été choisi en fonction :

- De leur forme géométrique.
- De l'intensité des charges.



**Figure I.1 : Plancher à corps creux.**

### **Escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre ; ils sont composés de deux volées et un palier inter-étages.

La structure comporte un seul type d'escalier qui sert à relier les planchers de tous les étages.

### **I.3.3 Maçonnerie :**

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

#### **a) Murs extérieurs :**

Le remplissage des façades est en maçonnerie composée d'une double paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air intérieure de 5cm.

#### **b) Murs intérieurs :**

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

### **I.3.4 Acrotères :**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

## **I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement technique de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003.

### **I.4.1 Béton :**

#### **a) Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (gravier, sable) et d'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

**b) Résistance du béton [CBA 93] :****b.1 Résistance du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « j » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des éprouvettes cylindriques normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

$$J \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$J = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$J > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

Pour notre étude, on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**b.2 Résistance du béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$  si  $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$ . [1]
- $f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3}$  si  $f_{c28} > 60 \text{ MPa}$ .

**c) Module de déformation longitudinale :**

Ce module est connu sous le nom du module de « Young » ou « module de déformation longitudinale » ; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

**c.1 Module d'élasticité instantanée «  $E_{bij}$  » :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet, à défaut de mesures directes, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{bij}$  est défini par la relation :

$$E_{bij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{bij} : \text{en MPa})$$

**c.2 Module d'élasticité différée «  $E_{bvj}$  » :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

La déformation totale du béton sous charge de longue durée est donc triple de la déformation instantanée sous même contrainte.

Le module de déformation longitudinale différée  $E_{bvj}$  est donné par la relation :

$$E_{bvj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

Dans notre cas :

$$f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$E_{bij} = 32164.20 \text{ MPa.}$$

$$E_{bvj} = 10818.87 \text{ MPa.}$$

**d) Coefficients de Poisson :**

Le coefficient de Poisson sera pris égal à:

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

**e) Poids volumique :**

On adopte la valeur  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ .

### f) Les contraintes limites de calcul :

#### f.1 Contraintes à l'état limite ultime (E.L.U) :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad [1]$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton :  $\gamma_b = 1.5$  pour les situations durables.

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

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

- Si  $t > 24h \rightarrow \theta = 1$ .
- Si  $1h < t < 24h \rightarrow \theta = 0,9$ .
- Si  $t < 1h \rightarrow \theta = 0,85$ .

Avec :  $t$  = durée d'application de l'action considérée en heures.

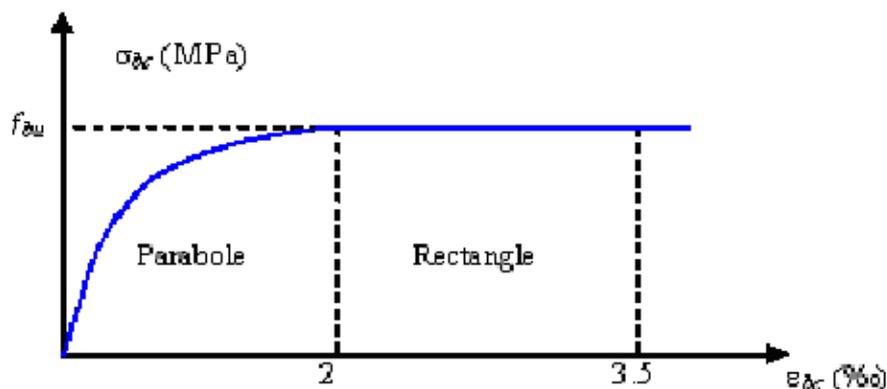


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'E.L.U

#### f.2 contraintes à l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue, on distingue :

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

La contrainte limite de service est donnée par  $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$ . [1]

$f_{c28} = 25\text{MPa}$  on trouve :  $\sigma_{bc} = 15\text{MPa}$

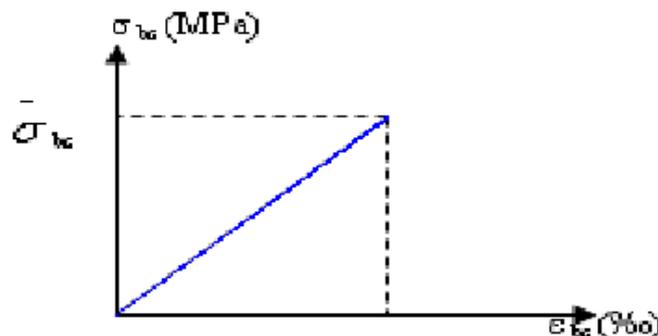


Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.

### I.4.2 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances Fe E220 et Fe E240 pour les armatures transversales.
- Les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 6 mm pour les dalles.

#### a) Les limites élastiques :

Type	nuance	Fe(Mpa)
Rond lisse	Fe E220	220
	Fe E240	240
Haute adhérence	Fe E400	400
	Fe E500	500

Tableau I.1 : Nuance d'acier avec la limite élastique

#### b) Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.

Les expériences ont montrés que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$E_s = 2,1 \times 10^5$  MPa.

#### c) Les contraintes limite de calcul :

##### c.1 Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

Pour le calcul, on utilise le digramme contrainte déformation suivant :

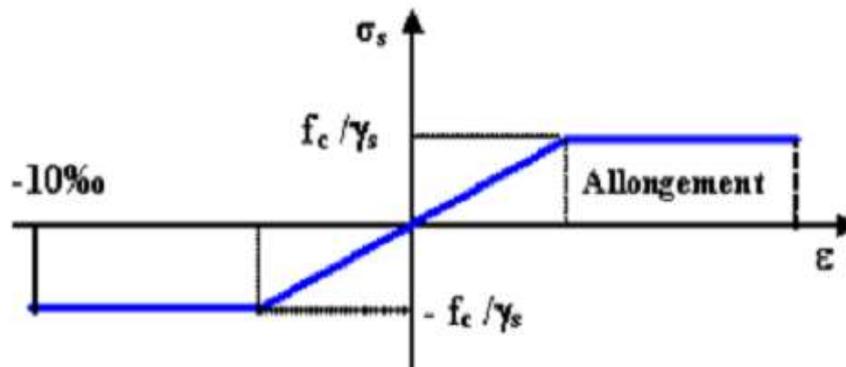


Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'E.L.U

Avec :

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

$\varepsilon$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$\sigma_s$  : contrainte de l'acier :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \cdot [1]$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles

$\gamma_s = 1.15$  cas de situations durable ou transitoire.

### c.2 Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$ ).[1]
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} = 0,8E_s$

Avec :  $\eta$  : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$  pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec :

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

### d) Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ . [1]

n : Coefficient d'équivalence.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

### I.5 Hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .
- La résistance du béton à la traction est :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- Le module d'élasticité différé de béton est :  $E_{vj} = 10818.87 \text{ Mpa}$ .
- Le module d'élasticité instantané de béton est :  $E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa}$ .
- Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à  $\epsilon_{bc} = 3,5\%$  dans le cas de flexion simple ou composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.

### II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, voiles et poutres) est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû aux charges et surcharges.

### II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Un plancher est une partie de la construction qui constitue une plate-forme horizontale au rez-de-chaussée, ou une séparation entre deux étages.

On distingue deux types de planchers à utiliser :

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

#### II.2.a. Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont dimensionnés à partir des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur de plancher est conditionnée par :  $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$  [1]

L : Longueur de la portée libre maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$$L=5,30-0,30=5\text{m}$$

$$L=5\text{m} \rightarrow 20\text{cm} \leq h_t \leq 25\text{cm}.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(16+5)= 21\text{cm}$ .

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

5 cm : hauteur de la dalle de compression.

#### II.2.b. Planchers à dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des conditions de rigidité et de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

##### a) Résistance au feu :

$e=7$  cm pour une heure de coupe-feu.

$e =11$  cm pour deux heures de coupe-feu (condition adoptée)

$e=17,5$  cm pour quatre heures de coupe-feu.

##### b) Rigidité

Pour une dalle reposant sur trois ou quatre appuis, il faut que :

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow Lx = 5,30\text{m} \rightarrow 11,77\text{cm} \leq e \leq 13,25\text{cm}$$

On adopte donc une épaisseur  $e=13$  cm.

##### c) Isolation phonique :

Selon les règles techniques (CBA93) en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, pour les dalles pleines, on prend le maximum des trois conditions précédentes :

$$e = \max \{ 11\text{cm} ; 13\text{cm} ; 15\text{cm} \}$$

Donc on prend :  $e = 15\text{ cm}$

### II.2.c. Balcon :

Le balcon se calcule comme une console soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon avec deux appuis ; il est assimilée à une console de portée 1,30m.

$$\text{Epaisseur du balcon : } e \geq \frac{L}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{cm}$$

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

### II.3. Pr édimentation des poutrelles :

#### a) Définition :

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

#### b) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

Le critère de la plus petite portée.

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

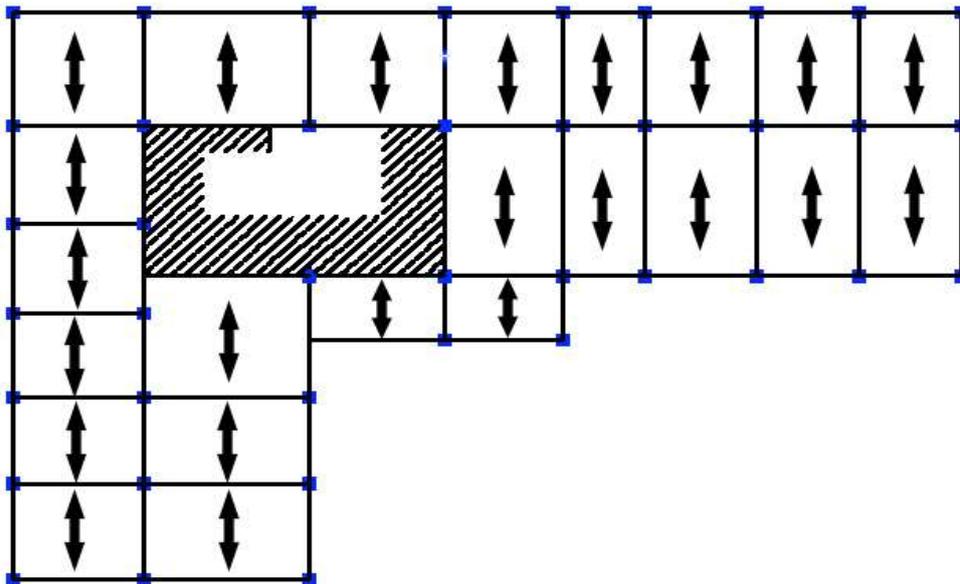


Figure II.1 : Disposition des poutrelles.

#### c) Dimensionnement des poutrelles :

Détermination de la largeur de la table de compression :  $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$

$b$ : Largeur de la table de compression.

$l_x$  : distance entre nus des deux poutrelles.

$b_0 = (8,4 ; 12,6)$  on adopte  $b_0 = 12\text{ cm}$

$l_x = 65 - 12 = 53\text{ cm}$ .

$L_y$  : la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 295 - 30 = 265 \text{ cm}$$

Donc :  $L_x = 53 \text{ cm}$ ,  $L_y = 295 \text{ cm}$ .

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

Soit :  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$$b \leq 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Soit :  $b = 65 \text{ cm}$ .

## II.4. Pré dimensionnement des poutres :

### II.4.1. Les poutres principales :

Selon le CBA 93, le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

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

- $h$ : hauteur de la poutre.
- $L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 520 - 30 = 490 \text{ cm}$ )

D'où :  $L_{\max} = 490 \text{ cm} \rightarrow 32,66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$ .

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$  ;  $b = 35 \text{ cm}$ .

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$ . Condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ . Condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1,14 < 4$ . Condition vérifiée.

### II.4.2. Les poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

$L_{\max}$  : portée maximale entre nus d'appuis ( $L_{\max} = 530 - 30 = 500 \text{ cm}$ ).

D'où :  $L_{\max} = 500 \text{ cm} \rightarrow 33,33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$ .

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$  ;  $b = 35 \text{ cm}$ .

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales :  $b = 40 \text{ cm}$ ,  $h = 35 \text{ cm}$ .

Poutres secondaires :  $b = 40 \text{ cm}$ ,  $h = 35 \text{ cm}$ .

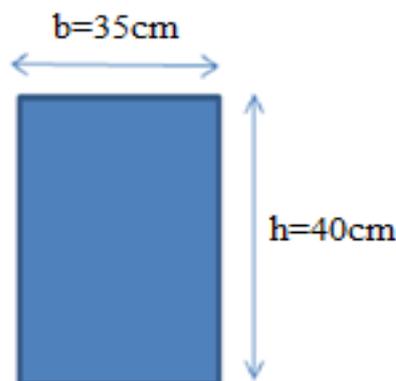


Figure II.2 : Poutres principales et secondaires.

### II.5. Prédimensionnement de l'acrotère :

L'acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé en périphérie de toiture terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, et il forme une paroi contre toute chute.

L'acrotère du présent projet, s'aperçoit avec les dimensions définies sur la figure suivante :

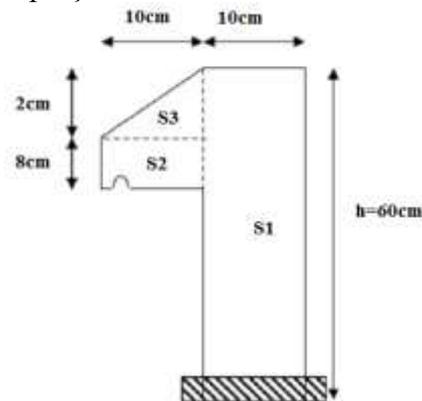


Figure II.3 : Coupe verticale d'un acrotère.

### II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé qui sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales. L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15\text{cm}$ .
- $e > \frac{h_e}{20} \cdot [2]$
- $L > 4 \cdot e$ .

$h_e$  : hauteur libre d'étage.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est :

- **Rez-de-chaussée :**

$$h_e = 406 - 21 = 385\text{cm}$$

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

$$e > \frac{h_e}{20} = \frac{385}{20} = 19,25\text{cm}$$

On adopte une épaisseur  $e = 20\text{cm}$ .

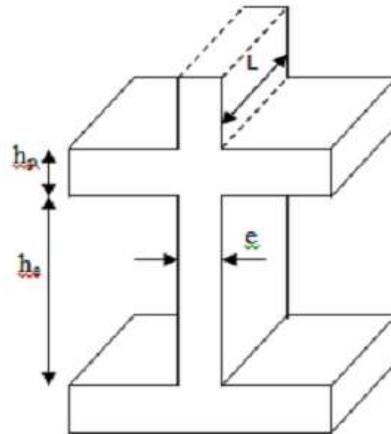


Figure II.4: Coupe de voile en élévation.

- **Étage courant :**

$$H_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$$

$e$  : Epaisseur du voile.

$L$  : Longueur du voile.

$$e > \frac{h_e}{20} = \frac{285}{20} = 14,25 \text{ cm.}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

## II.7. Les escaliers :

### II.7.1 : Terminologie :

La marche est la partie horizontale (là où on marche).

La contremarche est la partie verticale (contre la marche).

L'emmarchement est la longueur utile de chaque marche.

Le giron est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.

La paillasse supporte les marches.

La volée c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.

$l_v$ : longueur de la volée

$L_p$ : longueur du palier du départ.

$L'_p$ : longueur du palier d'arrivée.

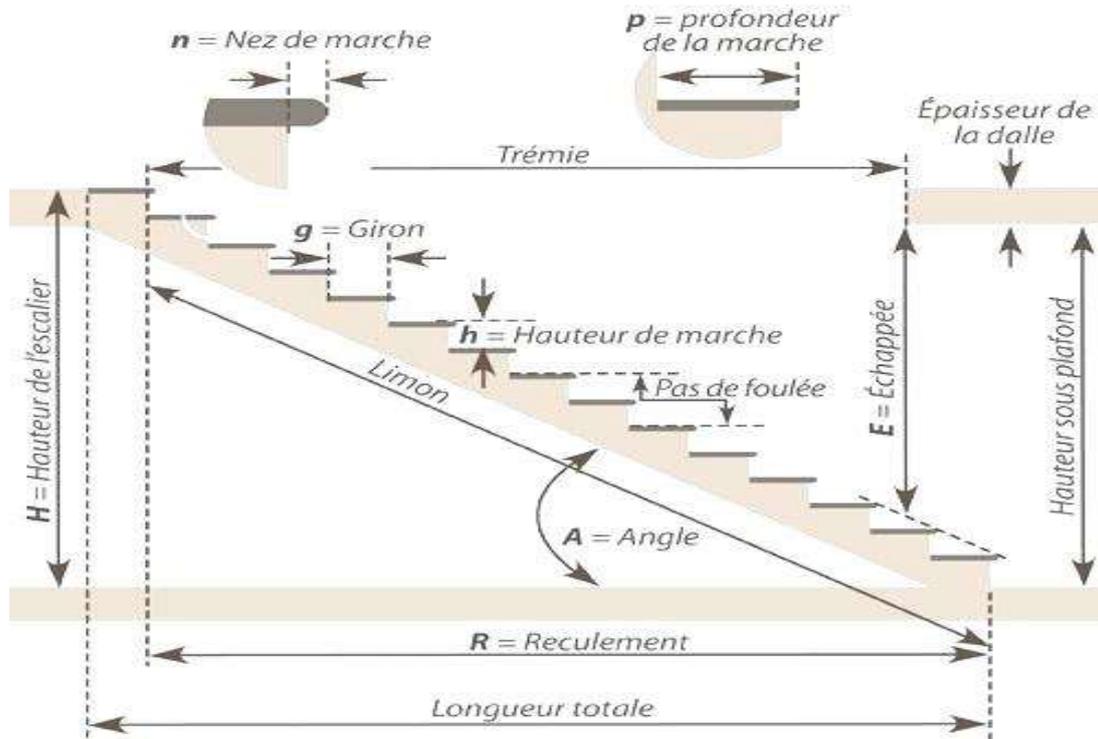


Figure II.5: Coupe verticale de l'escalier.

### II.7.2 : Types d'escaliers :

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier (escalier à trois volées).

### II.7.3 : Pré dimensionnement des escaliers :

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

- La hauteur  $h$  des contremarches varie entre 14 et 18 cm.
- La largeur  $g$  (giron) varie entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL :  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$ .

$$g = \frac{L_0}{n-1} - 2h = \frac{H}{n}$$

$H$  : hauteur de la volée.

$L_0$  : longueur projetée de la volée.

Avec :  $n-1$  : nombre de marches ;  $L$  : longueur de la volée ;  $n$  : nombre de contremarches.

#### a) RDC :

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

$$h = \frac{H}{n} = \frac{406}{24} = 16,91 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

On prend :  $g = 30 \text{ cm}$

$h = 17 \text{ cm}$

$\alpha = 30^\circ$

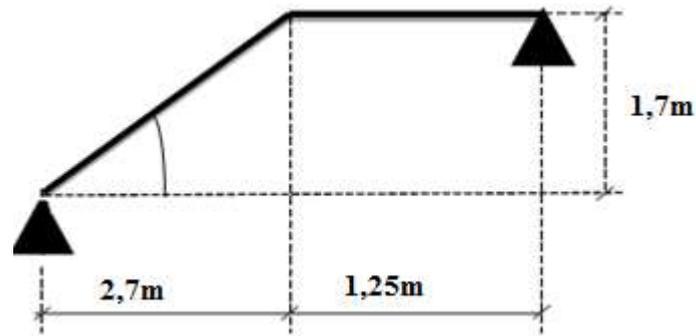
➤ **Première et deuxième volée :**

Figure II.6 : schéma statique de volée I.

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

$$L = \sqrt{2,7^2 + 1,7^2} + 1,25 = 4,44m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 14,8cm \leq e \leq 22,2cm \\ e \geq 11cm \text{ pour deux heures de coupe - feu.} \end{array} \right.$$

On prend  $e = 17cm$

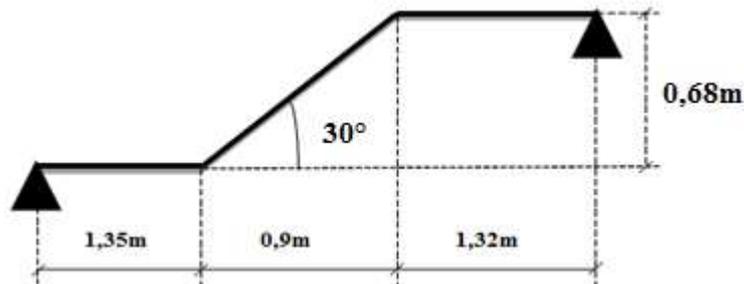
➤ **Deuxième volée :**

Figure II.7 : schéma statique de volée II.

$$L = Lp + \sqrt{L_0^2 + H^2} + Lp'$$

$$L = 1,35 + \sqrt{0,9^2 + 0,68^2} + 1,32 = 3,79m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 12,63cm \leq e \leq 18,95cm \\ e \geq 11cm \text{ pour deux heures de coupe - feu.} \end{array} \right.$$

On prend  $e = 17cm$ .

b) **Étage courant :**

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

$$h = \frac{H}{n} = \frac{306}{18} = 17cm$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

On prend :  $g = 30 \text{ cm}$

$h = 17 \text{ cm}$

$$\alpha = 30^\circ$$

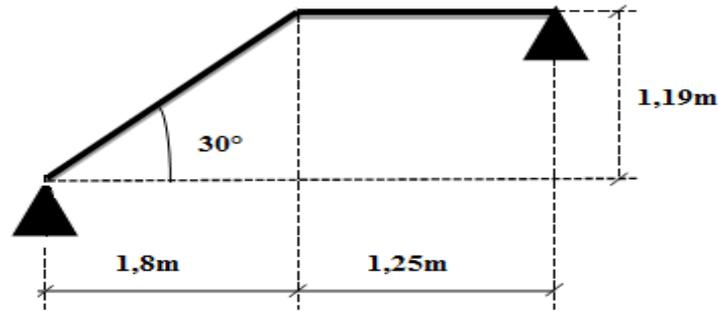
➤ **Première et deuxième volée :**

Figure II.8 : schéma statique de volée I.

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

$$L = \sqrt{1,8^2 + 1,19^2} + 1,25 = 3,4m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 11,33cm \leq e \leq 17cm$$

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

On prend  $e = 17cm$

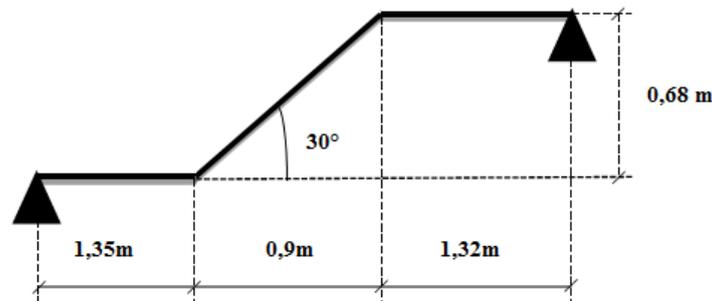
➤ **Deuxième volée :**

Figure II.9 : schéma statique de volée II.

$$L = Lp + \sqrt{L_0^2 + H^2} + Lp'$$

$$L = 1,35 + \sqrt{0,9^2 + 0,68^2} + 1,32 = 3,79m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 12,63cm \leq e \leq 18,95cm$$

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

On prend  $e = 17cm$ .

**II.8. Pré-dimensionnement des poteaux :**

Ce sont des éléments en béton armé, qui transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations. Leur section est généralement carré ou rectangulaire, d'autres sections telles que circulaires ou en forme de I sont également possibles.

Le pré dimensionnement se fait selon les règles du CBA93, en appliquant les critères de résistance et de stabilité de forme, et suivant les exigences du RPA99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente des charges.

### II.8.1. Evaluation des charges :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

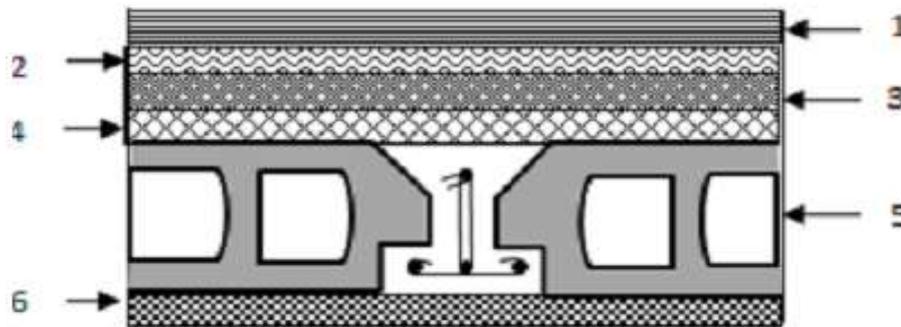


Figure II.10: coupe transversal dans le plancher terrasse inaccessible.

Matériau	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	18	0.05	0.9
Etanchéité multicouche	10	0.01	0.1
Isolation thermique en liège	6	0.03	0.18
Forme de pente	22	0.1	2.2
Plancher en corps creux (16+5)			3.10
Enduit en plâtre	14	0.01	0.14
<b>G</b>			<b>6,62 (kN /m<sup>2</sup>)</b>
<b>Q</b>			<b>1 (kN /m<sup>2</sup>)</b>

Tableau II.1 : Charges terrasse inaccessible en corps creux.

- **Plancher étage courant : (usage habitation)**

Matériau	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.025	0.55
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Sable	18	0.03	0.54
Plancher en corps creux (16+5)			3,10
Enduit en plâtre	14	0.01	0.14
Cloisons intérieures			0.75
<b>G</b>			<b>5,48 (kN /m<sup>2</sup>)</b>
<b>Q</b>			<b>1.5 (kN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau II.2 : Charges plancher à corps creux étage courant.

Matériaux	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	14	0,02	0,28
Cloisons	/	/	1
<b>G (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>5,23</b>		
<b>Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>1,5</b>		

Tableau II.3.Charges plancher étage courant à dalle pleine.

- **Les murs :**

	Couche	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Mur extérieur</b>	Mur en double paroi	10+15	2.2
	Enduit en mortier de ciment	3	0.54
	Enduit plâtre	2	0.20
	<b>G</b>	<b>2,94 kN/m<sup>2</sup></b>	
<b>Mur intérieur</b>	<b>G</b>	<b>1 kN/m<sup>2</sup></b>	

Tableau II.4 : Charge permanentes due aux murs extérieurs et intérieurs.

- **Balcon :**

Matériaux	P (kN/m <sup>3</sup> )	e(m)	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	/	0,15	3,75
Enduit en plâtre	14	0,02	0,28
Paroi en brique creuse	/	10	0,9
<b>G (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>6,13</b>		
<b>Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>3,5</b>		

Tableau II.5 : Charges balcon.

- **Les escaliers :**
- **RDC :**
- Volée I et II et III :**

Désignation	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	25	0,17	4,9
Marche	25	0,17	2,125
Carrelage	22	0,016	0,35
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,03	0,54
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Garde corps	/	/	1
<b>G (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>9,675</b>		
<b>Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>2,5</b>		

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

Désignation	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
Palier	25	0,17	4,9
Carrelage	22	0,016	0,35
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,03	0,54
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
<b>G (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>6,55</b>		
<b>Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>2,5</b>		

**Tableau II.7: Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de palier.**

- **Etage courant :**
- Volée I et II et III :**

Désignation	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	25	0,17	4,9
Marche	25	0,17	2,125
Carrelage	22	0,016	0,35
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,03	0,54
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Garde corps	/	/	1
<b>G (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>9,675</b>		
<b>Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>2,5</b>		

**Tableau II.8: Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée.**

Désignation	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids G (kN/m <sup>2</sup> )
Palier	25	0,17	4,9
Carrelage	22	0,016	0,35
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,03	0,54
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
<b>G (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>6,55</b>		
<b>Q (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>2,5</b>		

**Tableau II.9: Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de palier.**

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

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit :  $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche :  $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :  $\gamma.e$ .

### II.8.2. Étapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par RPA99 version 2003.
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile du béton.

### II.8.3. Loi de dégression :

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  sont les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes : [3]

- Sous toit ou terrasse .....  $Q_0$
- Sous dernier étage (étage 1) .....  $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur:(étage 2)  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- (étage 3) .....  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- (étage 4).....  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- (étage n).....  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ( $n \geq 5$ ) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

n : nombre d'étage.

$Q_0$  : la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

### II.8.4. Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left\{ \frac{Br \cdot f_{c28}}{\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right\} [1]$$

Avec :

- $N_u$  : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q ;
- $\alpha$  : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } 0 \leq \lambda \leq 35.$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ pour } 35 < \lambda \leq 50.$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton = 1.5. Situation durable.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15. Situation durable.

$\lambda$  : élancement d'EULER. ( $\lambda = \frac{l_f}{i}$ ).

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ )

$I$  : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.  $I = \frac{bh^2}{12}$

$B$  : surface de la section du béton.

$f_e$  : limite élastique de l'acier ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).

$f_{c28}$  : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ).

$A_s$  : section d'acier comprimée

$Br$  : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmétrique tel que :

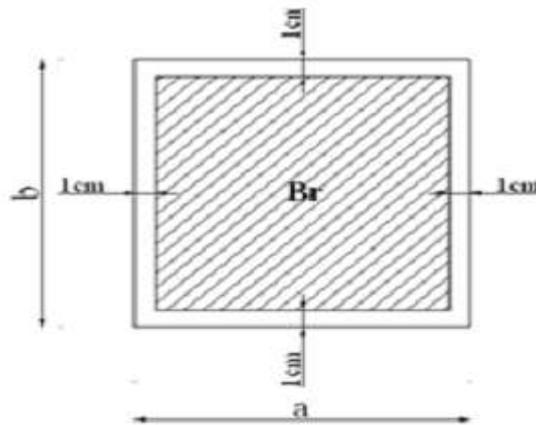


Figure II.11 : section réduite du poteau rectangulaire.

➤ Poteau rectangulaire  $Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$  [cm<sup>2</sup>]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%. [1]$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } 0 \leq \lambda \leq 35.$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ pour } 35 < \lambda \leq 50.$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $Br$  :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,66 N_u$$

- Selon RPA 99 :

Après la détermination de la section du béton, on la compare avec les conditions minimales données par le RPA 99 pour la zone III.

Poteaux rectangulaires :

$$\text{Min } (b,h) \geq 30\text{cm}$$

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

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

Avec :

(a ; b) : dimensions de la section.

he : hauteur d'étage.

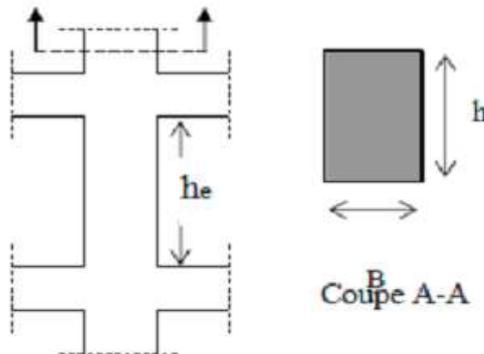


Figure II.12 :Dimensions des poteaux.

**II.8.5. Calcul des poteaux :**

Le calcul se fait pour le poteau central le plus sollicité [G-2].

- a) **Surface afférente : S= 12,9 m<sup>2</sup>.**

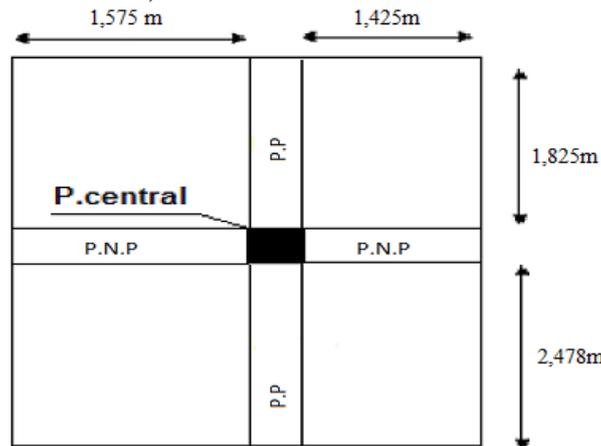


Figure II.13 : Surface reprise par le poteau central (G-2)

- b) **Calcul des différents poids :**

➤ **Plancher terrasse :**

Poids de plancher terrasse ..... Pt = 6,62x12,9=148,95 KN

Poids de la poutre porteuse ..... Pp=0,4x0,35x4,65x25= 16,3 KN

Poids de la Poutre non porteuse..... PNp=0,4x0,35x(3,35 – 0,35)x25= 10,5 KN

$$G_T = 112,2\text{KN}$$

➤ **Plancher courant :**

Poids de plancher courant .....  $P_c = 5,48 \times 12,9 = 123,3$  KN

Poids de la poutre porteuse .....  $P_p = 0,4 \times 0,35 \times 4,65 \times 25 = 16,3$  KN

Poids de la Poutre non porteuse.....  $P_{Np} = 0,4 \times 0,35 \times (3,35 - 0,35) \times 25 = 10,5$  KN

Poids de poteau central [G-2] .....  $P[H-2] = (0,3 \times 0,3) \times (3,06 - 0,4) \times 25 = 5,99$  KN

Poids mur intérieur...  $P_{MI} = 1 \times (0,15) \times (3,06 - 0,4) \times (3,35 + 4,65) = 3,2$  KN.

$G = 106,69$  KN

c) **Charge d'exploitation :**

L'évolution de la charge d'exploitation est traitée dans le tableau suivant :

Etage	Charge d'exploitation	$Q_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\Sigma$ charge-s d'exploitation	Q cumulée (kN/m <sup>2</sup> )	Qcumulée (kN)
Terrasse	Q0	Q0	1	1	12,9
9ème	Q1	Q0+ Q1	1,5	2,5	32,25
8ème	Q2	Q0+0,95 (Q1+ Q2)	1,5	3,85	49,665
7ème	Q3	Q0+0,90 (Q1+Q2+Q3)	1,5	5,05	65,145
6ème	Q4	Q0+0,85 (Q1+Q2+Q3+Q4)	1,5	6,1	78,69
5ème	Q5	Q0+0,80 (Q1+..... +Q5)	1,5	7	90,3
4ème	Q6	Q0+0,75 (Q1+.....+Q6)	1,5	7,75	174,375
3ème	Q7	Q0+0,71 (Q1+.....+Q7)	1,5	8,455	109,0695
2ème	Q8	Q0+0,69 (Q1+.....+Q6)	1,5	9,28	119,712
1ème	Q9	Q0+0,67 (Q1+.....+Q6)	1,5	10,045	129,5805

**TableauII.10 : Dégression des surcharges pour le poteau central (G-2)**

d) **Descente des charges :**

Etage	G (kN)	Gcumulée (kN)	Qcumulée (kN)
Terrasse	112,2	112,2	12,9
9ème	106,69	218,89	32,25
8ème	106,69	325,58	49,665
7ème	106,69	432,27	65,145
6ème	106,69	538,96	78,69
5ème	106,69	645,65	90,3
4ème	106,69	752,34	174,375
3ème	106,69	859,03	109,0695
2ème	106,69	965,72	119,712
1ème	106,69	1072,41	129,5805

**TableauII.11 : Descente des charges sur le poteau central (G-2)**

e) **Choix des sections :**

Étage	Gc(kN)	Qc(kN)	Nu(kN)	Br(cm <sup>2</sup> )	a =b	RPA(cm)	Choix(a*b)
Terrasse	112,2	12,9	170,82	112,7412	10,6379659	30*30	30*30
9ème	218,89	32,25	343,8765	226,95849	15,0851416	30*30	30*30
8ème	325,58	49,665	514,0305	339,26013	18,4390154	30*30	35*35
7ème	432,27	65,145	681,282	449,64612	21,2248608	30*30	35*35
6ème	538,96	78,69	845,631	558,11646	23,6444886	30*30	35*35
5ème	645,65	90,3	1007,0775	664,67115	25,801217	30*30	40*40
4ème	752,34	174,375	1277,2215	842,96619	29,05388	30*30	40*40
3ème	859,03	109,0695	1323,29475	873,374535	29,5729108	30*30	40*40
2ème	965,72	119,712	1483,29	978,9714	31,3085187	30*30	45*45
1ème	1072,41	129,5805	1642,12425	1083,80201	32,9411483	30*30	45*45

TableauII.12 :Choix des sections du poteau central (G-2)

f) **Vérification du critère de résistance :**

$$\frac{N_u}{A} \leq f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad [2]$$

Étage	Nu(KN)	A(cm <sup>2</sup> )	nu/b (MPa)	Condition
Terrasse	170,82	30*30	1,898	Vérifiée
9ème	343,8765	30*30	3,82085	Vérifiée
8ème	514,0305	35*35	4,19616735	Vérifiée
7ème	681,282	35*35	5,56148571	Vérifiée
6ème	845,631	35*35	6,9031102	Vérifiée
5ème	1007,0775	40*40	6,29423438	Vérifiée
4ème	1277,2215	40*40	7,98263438	Vérifiée
3ème	1323,29475	40*40	8,27059219	Vérifiée
2ème	1483,29	45*45	7,32488889	Vérifiée
1ème	1642,12425	45*45	8,10925556	Vérifiée

TableauII.13 : Vérification du critère de résistance du poteau central (G-2)

g) **Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

En outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0,3 [2]$$

Avec :

Bc : section du poteau

Nd : G+Q

Etage	Gc(kN)	Qc(kN)	Nd(kN)	a*b	A	V	Condition
Terrasse	112,2	12,9	125,1	30*30	900	0,0556	Vérifiée
9ème	218,89	32,25	251,14	30*30	900	0,11161778	Vérifiée
8ème	325,58	49,665	375,245	35*35	1225	0,12252898	Vérifiée
7ème	432,27	65,145	497,415	35*35	1225	0,16242122	Vérifiée
6ème	538,96	78,69	617,65	35*35	1225	0,20168163	Vérifiée
5ème	645,65	90,3	735,95	40*40	1600	0,1839875	Vérifiée
4ème	752,34	174,375	926,715	40*40	1600	0,23167875	Vérifiée
3ème	859,03	109,0695	968,0995	40*40	1600	0,24202488	Vérifiée
2ème	965,72	119,712	1085,432	45*45	2025	0,21440632	Vérifiée
1ème	1072,41	129,5805	1201,9905	45*45	2025	0,23743022	Vérifiée

**Tableau II.14 : Vérification de l'effort normal réduit du poteau central (G-2)**

### II.8.6 : Choix final des sections des poteaux :

Choix final des poteaux est résumé dans le tableau ci-dessous :

Etage	Choix final des poteaux (axa) cm <sup>2</sup>
Terrasse	30*30
9ème	30*30
8ème	35*35
7ème	35*35
6ème	35*35
5ème	40*40
4ème	40*40
3ème	40*40
2ème	45*45
1ème	45*45

**Tableau II.15: Tableau final des sections des poteaux.**

**III.1. Acrotère :**

**III.1.1. Introduction :**

L'acrotère est un élément non structural qui est calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse. L'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

Largeur  $b=100\text{cm}$

Hauteur  $h=60\text{cm}$

Epaisseur  $e=10\text{cm}$

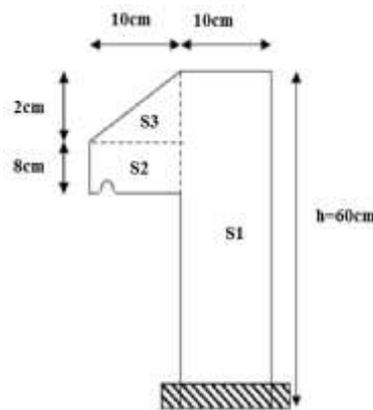


Figure III.1 : Coupe verticale d'un acrotère.

**III.1.2. Evaluation des charges :**

**1) Charges permanentes :**

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[ (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

- Revêtement en ciment ( $e=2\text{cm}$  ;  $\rho=14\text{kN/m}^3$ ) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN/ml}$$

**G=2,117kN/ml**

**2) Charge d'exploitation :**

- $Q_M=1,00\text{kN/ml}$  (main courante)
- **des forces horizontales : ( $F_p$ )**

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p= 4AC_pW_p[2]$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés ; groupe 2.....[A=0,25].

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [ $C_p=0,8$ ].

$W_p$  : Poids de l'acrotère = 2,117 kN.

$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,12 = 1,694 \text{ kN}$ .

$Q=\text{Max}(1,5Q_M ; F_p)$

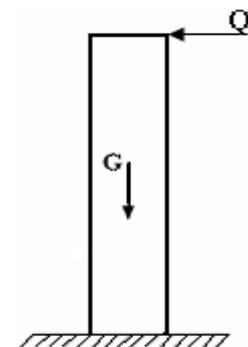


Figure III.2: Sollicitations de l'acrotère

$$\left. \begin{aligned} F_p &= 1,694 \text{ kN} \\ 1,5Q &= 1,5 \text{ kN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow Q = F_p = 1,694 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :  
 $G=2,117 \text{ kN/ml}$  et  $Q=1,694 \text{ kN/ml}$

**III.1.3. Calcul des efforts :**

Pour une bande de 1m de largeur :

**E.L.U:**

$$\begin{aligned} N_u &= 1,35G = 2,858 \text{ kN} \\ M_u &= 1,5Q.h = 1,525 \text{ kNm} \\ T_u &= 1,5 Q = 2,541 \text{ kN} \end{aligned}$$

**E.L.S:**

$$\begin{aligned} N_{ser} &= G = 2,117 \text{ kN} \\ M_{ser} &= Q.h = 1,016 \text{ kNm} \\ T_{ser} &= Q = 1,694 \text{ kN} \end{aligned}$$

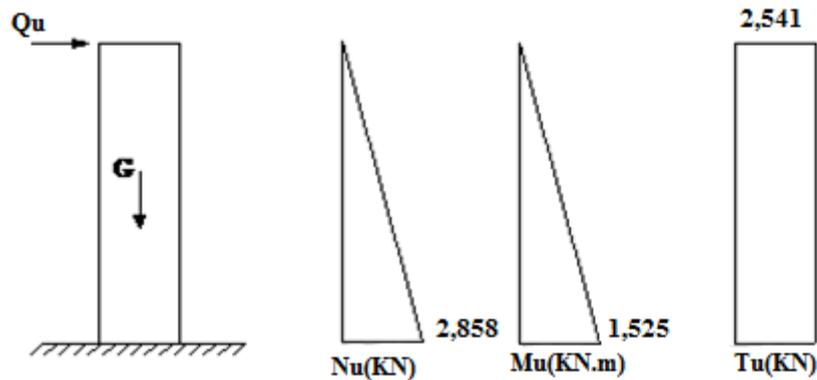


Figure III.3 : Diagrammes des efforts à l'ELU.

**III.1.4. Ferrailage de l'acrotère :**

$h=10 \text{ cm}$  ;  $b=100 \text{ cm}$  ;  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17 \text{ MPa}$  ;  $c=c'=2 \text{ cm}$  ;  $f_e=400 \text{ MPa}$ .

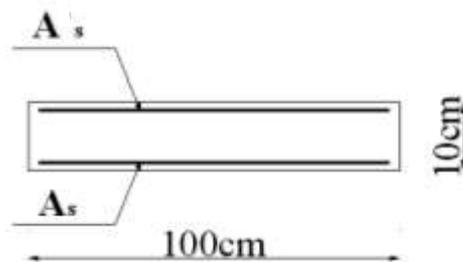


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.

**a. Calcul de l'excentricité:**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,525}{2,858} = 53,35 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

**b. Calcul du moment fictif «  $M_f$  » :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,611 \text{ kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0176$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,937 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f) \quad A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 51,80 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 43,60 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,43 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**III.1.5. Vérification de la section d'acier selon « CBA 93 » :**

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,087 \text{ cm}^2 \} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **6T6 = 1,70 cm<sup>2</sup>**

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

**III.1.6. Armatures de répartition :**

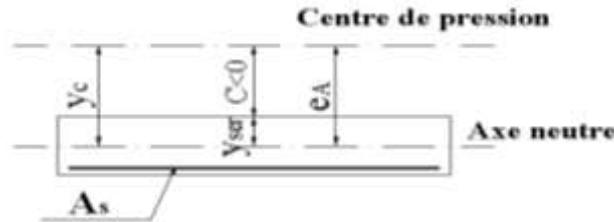
$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,425 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } \mathbf{4T6 = 1,13 \text{ cm}^2} \text{ avec un espacement } S_t = \frac{60 - 5}{3} = \frac{55}{3} \approx 18 \text{ cm}$$

**III.1.7. Vérification à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48cm$$



**Figure III.5 : Distance de l'axe neutre.**

On a :  $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 52cm \Rightarrow C = -43cm \quad (C < 0)$$

On doit donc résoudre l'équation suivante :

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

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n = 15; \left\{ \begin{array}{l} p = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5467,44 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 154876,88 \end{array} \right.$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left( \frac{4p^3}{27} \right) = -2,261.10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,99 \Rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,38$$

$$y_1 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -85,28cm$$

$$y_2 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right) = 46,13cm$$

$$y_3 = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 39,16cm$$

La solution qui convient est :  $y_c = 46,13cm$

Car :  $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 46,13 - 43 = 3,13cm < 9cm$$

Donc :  $\begin{cases} y_{ser} = 3,13cm \\ y_c = 46,13cm \end{cases}$

**1. Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 1900,79cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

**2. Vérification des contraintes :**

**a. Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,117.10^3 \times 46,13.10}{1900,79.10^4} \right) \times 31,3 = 1,608MPa < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**b. Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63MPa \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 45,238MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

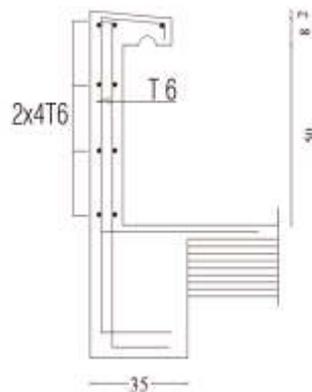
$$\sigma'_s = 8,708MPa < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**III.1.8. Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{0,1 f_{c28}; 4MPa\} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2,541.10^3}{90.10^3} = 0,028MPa < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$



**Figure III.6 : Ferrailage de l'acrotère.**

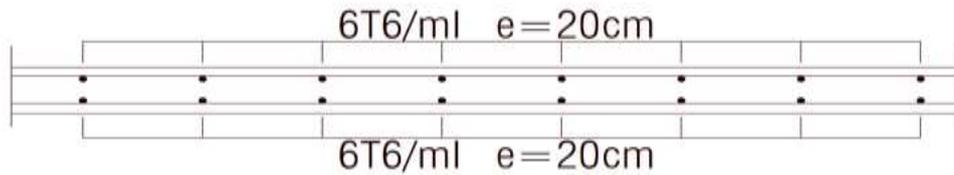


Figure III.7: Disposition des armatures dans l'acrotère.

**III.2. Etude des planchers :**

**III.2.1. Plancher en corps creux :**

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm<sup>3</sup> avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

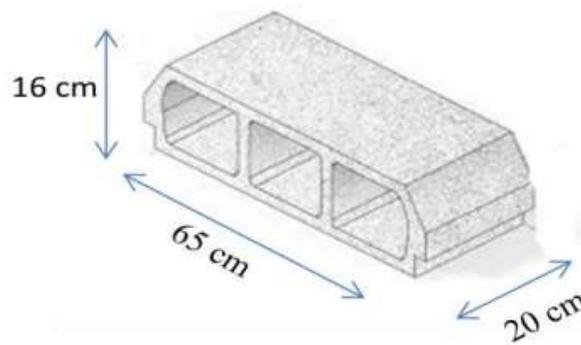


Figure III.8 : Corps Creux.

**III.2.2. Méthode de calcul :**

Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

**a) Méthode forfaitaire [1] :**

**a.1. Domaine d'application :**

**H<sub>1</sub> :**  $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$

**H<sub>2</sub> :** Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travée en continuité.

**H<sub>3</sub> :** Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

**H<sub>4</sub> :** Fissuration non préjudiciable.

**a.2. Exposé de la méthode :**

•  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

•  $M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$

•  $M_t \geq \begin{cases} (1+0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1,02+0,3\alpha)\frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

**M<sub>0</sub> :** La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

( $M_w$ ;  $M_e$ ): Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$M_t$ : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

**Moment sur appuis :**

$M = 0,2M_0$ .....appuis de rive

$M = 0,6M_0$ .....pour une poutre à deux travées

$M = 0,5M_0$ .....pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées

$M = 0,4M_0$ .....pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

**b) Méthode de CAQUOT :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

**b.1.Exposé de la méthode :**

• **Moment sur appuis :**

\*  $M_a = 0,15M_0$ .....Appuis de rives

\*  $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$ .....Appuis intermédiaires

Avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

• **Moment en travée :**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

$M_0$ : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

( $M_w$ ;  $M_e$ ): Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$ : Charge répartie à gauche de l'appui considérée.

$q_e$ : Charge répartie à droite de l'appui considérée.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " $l'_w$ " à gauche et " $l'_e$ " à droite, avec :

$l'_w = l$ .....pour une travée de rive

$l'_e = 0,8l$ .....pour une travée intermédiaire

Où " $l$ " représente la portée de la travée libre.

• **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

$T_w$ : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

$T_e$ : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

**b.2. Calcul des poutrelles :**

Le calcul se fait en deux étapes :

1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la table de compression.

2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la table de compression.

1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la table de compression

**Poutrelle de travée L = 4,60 m**

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

- Son poids propre.
- Poids du corps creux.
- Surcharge due à l'ouvrier  $Q=1\text{kN/m}^2$

**III.2.3 : Evaluation des charges et surcharges :**

A l'ELU :  $q_u=1,35G+1,5Q$  et  $P_u=0,65q_u$

A l'ELS :  $q_s=G+Q$  et  $P_s=0,65q_s$

Désignation		G	Q	ELU		ELS	
				$q_u$	$p_s$	$q_s$	$p_s$
Cas chargé	Terrasse	6,62	1	10,437	6,78	7,62	4,953
	courant	5,48	1,5	9,648	6,27	6,98	4,537
Cas déchargé	Terrasse	6,62	/	8,937	5,81	6,62	4,303
	courant	5,48	/	7,398	4,8	5,48	3,562

Tableau III.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles en  $\text{kN/m}^2$ .

**III.2.4 : Les Différents types de poutrelles :**

Type01 : poutrelles à six travées :

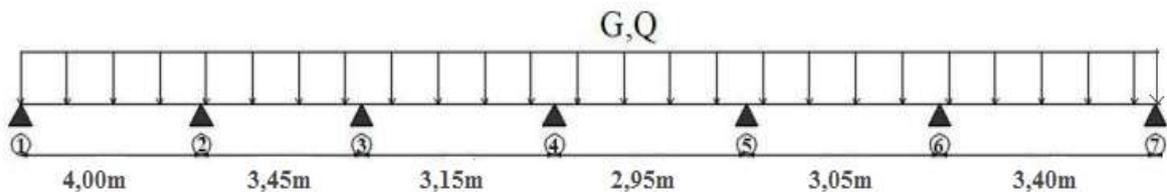


Figure III.9 : Schéma statique de la poutrelle à six travées.

Type02 : poutrelles à deux travées :

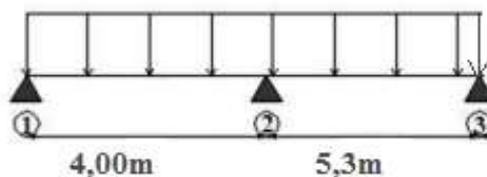


Figure III.10 : Schéma statique de la poutrelle à deux travées.

1/- Calcul du type01 :

Plancher étage courant :

a) Méthode forfaitaire :

**H<sub>1</sub>** :  $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$  ;  $G = 5,48\text{kN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ . Condition vérifiée.

**H<sub>2</sub>** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travée en continuité.

**H<sub>3</sub>** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$\frac{4}{3,45} = 1,15$  ;  $\frac{3,45}{3,15} = 1,09$  ;  $\frac{3,15}{2,95} = 1,06$  ;  $\frac{2,95}{3,05} = 0,96$  ;  $\frac{3,05}{3,4} = 0,89$ ..... Condition vérifiée.

**H<sub>4</sub>** : Fissuration peu préjudiciable.

Les conditions sont vérifiées on peut appliquer la méthode forfaitaire sur cette poutre.

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

$G = 5,48 \text{ kN/m}^2$

$P_u = 6,27 \text{ kN/ml}$

$$M_0 = \frac{p.l^2}{8}$$

$P_s = 4,537\text{kN/ml}$

Moments aux appuis :  $M_1 = M_7 = 0$

Les résultats des sollicitations appliquées sur la poutrelle (type 01) sont présentés dans les tableaux suivants :

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (kN/m)	M <sub>0</sub> (kN.m)	Mg(kN.m)	Md(kN.m)	Mt(kN.m)	Vg(kN)	Vd(kN)
1-2	4	6,27	12,54	2,508	6,27	7,93	11,6	-13,48
2-3	3,45	6,27	9,33	6,27	3,732	4,96	11,55	-10,08
3-4	3,15	6,27	7,78	3,732	3,112	4,13	10,07	-9,68
4-5	2,95	6,27	6,82	3,112	2,916	3,88	9,31	-9,18
5-6	3,05	6,27	7,29	2,916	4,53	4,82	9,03	-10,09
6-7	3,4	6,27	9,06	4,53	1,812	5,73	11,45	-9,86

**Tableau III.2 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 01 à l'ELU.**

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (kN/m)	M <sub>0</sub> (kN.m)	Mg (kN.m)	Md (kN.m)	Mt (kN.m)	Vg (kN)	Vd (kN)
1-2	4	4,537	9,074	1,814	4,537	5,73	8,39	-9,75
2-3	3,45	4,537	6,75	4,537	2,7	3,59	8,36	-7,29
3-4	3,15	4,537	5,63	2,7	2,252	2,99	7,28	-7
4-5	2,95	4,537	4,93	2,252	2,112	2,81	6,74	-6,64
5-6	3,05	4,537	5,28	2,112	3,275	3,48	6,54	-7,3
6-7	3,4	4,537	6,55	3,275	1,31	4,14	8,29	-7,13

**Tableau III.3 : Les sollicitations dans la poutrelle de type 01 à l'ELS.**

**2/- Calcul de type02 :**

**Plancher étage courant :**

**a) Méthode forfaitaire :**

**H<sub>1</sub>** :  $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$  ;  $G = 5,48\text{kN/m}^2$  ;  $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$ . Condition vérifiée.

**H<sub>2</sub>** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travée en continuité.

**H<sub>3</sub>** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\frac{4}{5,3} = 0,75 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on utilise la méthode de CAQUOT :

- ❖ Calcul à l'ELU :
- a) Le 1<sup>er</sup> cas : toutes les travées sont chargées :

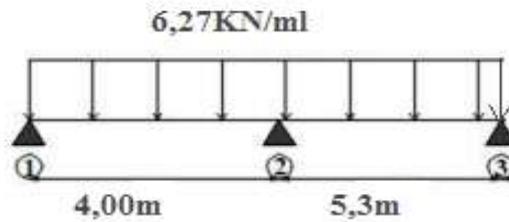


Figure III.11: Schéma statique de poutrelle dans le 1ere cas de chargement-ELU

Travée	l(m)	l'(m)	P <sub>u</sub> (kN)	M <sub>0</sub> (kN.m)	Mg(kN.m)	Md(kN.m)	Mt(kNm)	Vg(kN)	Vd(kN)
1-2	4	4	6,27	12,54	1,881	16,88	4,28	8,79	-16,29
2-3	5,3	5,3	6,27	22,01	16,88	3,3015	12,44	19,17	-14,05

Tableau III.4:1er cas (chargé).

- b) Le 2<sup>ème</sup> cas : les travées sont [chargées-déchargées] :

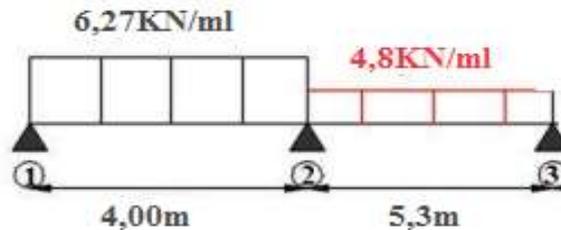


Figure III.12:Schéma statique de la poutrelle dans le 2eme cas de chargement-ELU.

Travée	l(m)	l'(m)	P <sub>u</sub> (kN)	M <sub>0</sub> (kN.m)	Mg(kN.m)	Md(kN.m)	Mt(kNm)	Vg(kN)	Vd(kN)
1-2	4	4	6,27	12,54	1,881	14,11	5,29	9,48	-15,6
2-3	5,3	5,3	4,8	16,854	14,11	2,53	9,03	14,9	-10,53

Tableau III.5 :2eme cas (chargé-déchargé).

- c) Le 3<sup>ème</sup> cas : les travées sont [déchargées -chargées] :

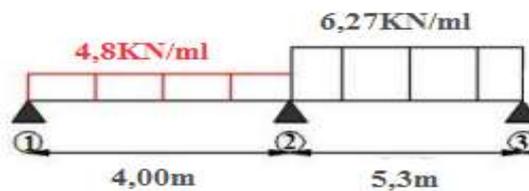


Figure III.13:Schéma statique de la poutrelle dans le 3ème cas de chargement-ELU.

Travée	l(m)	l'(m)	P <sub>u</sub> (kN)	M <sub>0</sub> (kN.m)	Mg(kN.m)	Md(kN.m)	Mt(kNm)	Vg(kN)	Vd(kN)
1-2	4	4	4,8	9,6	1,44	15,69	2,36	6,03	-13,16
2-3	5,3	5,3	6,27	22,01	15,69	3,3015	14,04	18,95	-14,28

Tableau III.6 :3eme cas (déchargé-chargé)

- ❖ Calcul à l'ELS :
- ❖ Le 1<sup>er</sup> cas : toutes les travées sont chargées :

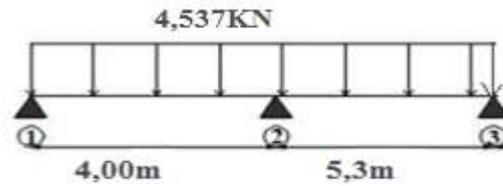


Figure III.14: Schéma statique de poutrelle dans le 1ere cas de chargement-ELS

Travée	l(m)	l'(m)	P <sub>u</sub> (kN)	M <sub>0</sub> (kN.m)	M <sub>g</sub> (kN.m)	M <sub>d</sub> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kNm)	V <sub>g</sub> (kN)	V <sub>d</sub> (kN)
1-2	4	4	4,537	9,074	1,36	12,21	3,1	6,36	-11,79
2-3	5,3	5,3	4,537	15,93	12,21	2,39	9,01	13,88	-10,17

Tableau III.7:1er cas (chargé).

c) Le 2<sup>ème</sup> cas : les travées sont [chargées-déchargées] :

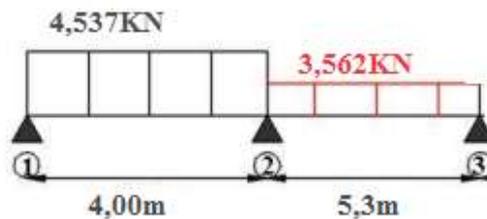


Figure III.15:Schéma statique de la poutrelle dans le 2eme cas de chargement-ELS.

Travée	l(m)	l'(m)	P <sub>u</sub> (kN)	M <sub>0</sub> (kN.m)	M <sub>g</sub> (kN.m)	M <sub>d</sub> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kNm)	V <sub>g</sub> (kN)	V <sub>d</sub> (kN)
1-2	4	4	4,537	9,074	1,36	10,38	3,8	6,819	-11,33
2-3	5,3	5,3	3,562	12,51	10,38	1,88	6,74	11,04	-7,84

Tableau III.8 :2eme cas (chargé-déchargé).

a. Le 3<sup>ème</sup> cas : les travées sont [déchargées -chargées] :

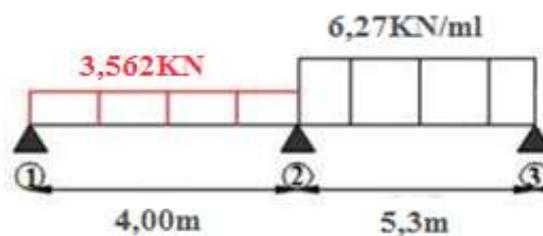


Figure III.16:Schéma statique de la poutrelle dans le 3ème cas de chargement-ELS.

Travée	l(m)	l'(m)	P <sub>u</sub> (kN)	M <sub>0</sub> (kN.m)	M <sub>g</sub> (kN.m)	M <sub>d</sub> (kN.m)	M <sub>t</sub> (kNm)	V <sub>g</sub> (kN)	V <sub>d</sub> (kN)
1-2	4	4	3,562	7,124	1,07	11,43	1,82	4,53	-9,71
2-3	5,3	5,3	4,537	15,93	11,43	2,39	9,34	13,73	-10,32

Tableau III.9 :3eme cas (déchargé-chargé)

III.2.5.Ferrailage des poutrelles :

➤ Poutrelle type01 (six travées) :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\begin{aligned} \mathbf{E.L.U:} M_{tu}^{\max} &= 7,93 \text{ kN.m} \\ M_{au}^{\max} &= 6,27 \text{ kN.m} \\ T_u^{\max} &= 11,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{E.L.S:} M_{tser}^{\max} &= 5,73 \text{ kN.m} \\ M_{aser}^{\max} &= 4,537 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

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

**a. Ferrailage longitudinal en travée :**

Calcul de  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot 10^3 \left( 0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 75,53 \text{ kN.m}$$

$M_{tu} > M_{tu}^{\max}$ : La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire  $h \times b$ .

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,93 \cdot 10^6}{189^2 \cdot 650 \cdot 14,17} = 0,024 < 0,186$$

→ Pivot A:  $\xi_s = 10\% \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ .

On a :

$$u_1 = 0,8\alpha_1(1-0,4\alpha_1) = 0,392$$

$$u_{bc} < u_1 \rightarrow A'_s = 0.$$

Calcul de  $A_s$  :

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bc}} \right) = 0,0243$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 187,16 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{7,93 \cdot 10^6}{187,16 \cdot 348} = 121,75 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 1,21 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2 [1]$$

➤ **Pourcentage maximal :**

$$A_{pm} \geq 0,001 \cdot b \cdot h \cdot 65 \cdot 21 = 1,365 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A_s = \text{Max} \{ 1,21 \text{ cm}^2 ; 1,48 \text{ cm}^2 ; 1,365 \text{ cm}^2 \}$$

On choisit : **2T10 ( $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$ ).**

**b. Ferrailage longitudinal sur appuis :**

On a :  $M_{ap} = 6,27\text{kN.m} < M_{tu} = 75,53\text{kN.m}$ .

La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire  $h \times b$ .

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ap}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6,27 \cdot 10^6}{189^2 \cdot 120 \cdot 14,17} = 0,103 < 0,392$$

Donc :  $A's = 0$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bc}}) = 0,136$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 178,71\text{mm}$$

$$A_s = \frac{6,27 \cdot 10^6}{178,71 \cdot 14,17} = 100,81\text{mm}^2 \rightarrow A_s = 1,008\text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27\text{cm}^2$$

➤ **Pourcentage maximal :**

$$A_{pm} \geq 0,001 \cdot b \cdot h \cdot 65 \cdot 21 = 0,252\text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \text{Max} \{ 1,008\text{cm}^2 ; 0,27\text{cm}^2 ; 0,252\text{cm}^2 \}$$

On choisit : **2T10 ( $A_s = 1,57\text{cm}^2$ ).**

**c. Vérifications :**

❖ **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{\max} = 11,6\text{kN}$ .

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  [2]

$$\bar{\tau}_u = \min \left( (0,2 \cdot f_{c28}) / \gamma_b ; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{11,6 \cdot 10^3}{120 \cdot 189} = 0,51\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... vérifiée.

❖ **Au voisinage des appuis :**

➤ **Appuis de rives :**

Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} [1]$$

$$\sigma_b = \frac{13,48 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,66\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 1,57\text{cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,387\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires :

❖ Vérification de la contrainte de compression [1] :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{11,6.10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,57 \text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ Vérification des armatures longitudinales [1] :

$$A_s = 1,57 \text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -0,725 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ Vérification des contraintes

• Vérification des contraintes des armatures

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

• Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$  [1]

• Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b = 65 \text{cm}$  (travée) ;  $b_0 = 12 \text{cm}$  (appuis) ;  $c = c' = 2 \text{cm}$ .

y : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
Travée	5,73	1,57	3,36	6509,01	2,96	Vérifiée
Appuis	4,537	1,57	3,23	6548,43	2,24	Vérifiée

Tableau III.10 : Vérification de la contrainte de béton.

**Vérification de la flèche :**

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

Les conditions à vérifier sont :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

h = 21 cm ; b<sub>0</sub> = 12 cm ; d = 18,9 cm ; L = 4 m ; M<sub>tser</sub> = 5,73 kN.m ; M<sub>0</sub> = 9,074 kN.m ; A<sub>s</sub> = 1,57cm<sup>2</sup> ; f<sub>e</sub> = 400MPa.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,052 < 0,0625 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0069 < 0,0105 \dots \dots \dots vérifiée$
- $\frac{h}{L} = 0,052 < 0,063 \dots \dots \dots non \text{ vérifiée}$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : Δf<sub>T</sub> = f<sub>v</sub> - f<sub>i</sub> ≤ f̄ [4]

Tel que : f̄ =  $\frac{L}{500} + 0,5cm$  (L > 5m)

f̄ =  $\frac{L}{500}$  Si L < 5m.

Donc : f̄ =  $\frac{400}{500} = 0,8cm$

f<sub>i</sub>: La flèche due aux charges instantanées.

f<sub>v</sub>: La flèche due aux charges de longues durée.

**Position de l'axe neutre « y<sub>1</sub> » :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

**Moment d’inertie de la section totale homogène “ $I_0$ ” :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

**Calcul des moments d’inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \quad : \text{ Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l’armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_1$ (cm)	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
5,73	1,57	6,94	0,0069	193,1	5,95	2,383	0,51	21599,564	5889,086	9750,04

**Tableau III.11 : Calcul de la flèche.**

**Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa .$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa .$$

**Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0,48cm \quad (L = 4m)$$

**Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0,87cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,36cm < \bar{f} = 0,8cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa).

• **Selon le « CBA 93 » :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

• **« RPA 99 modifié 2003 » :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Ø<sub>l</sub> : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

Ø<sub>t</sub> ≤ Min(0,6cm ; 1cm ; 1,2cm) = 0,8cm On adopte : **Ø<sub>t</sub> = 8mm**

• **Selon le « CBA 93 » :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet S_t \geq 0,066\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 17,01\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,78 \end{array} \right.$$

• **Selon le « RPA 99 modifié 2003 » :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10,50\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Choix des armatures :**

On adopte : **A<sub>t</sub> = 2Ø8 = 1,01 cm<sup>2</sup>**

**Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83cm$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 5cm \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10cm \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

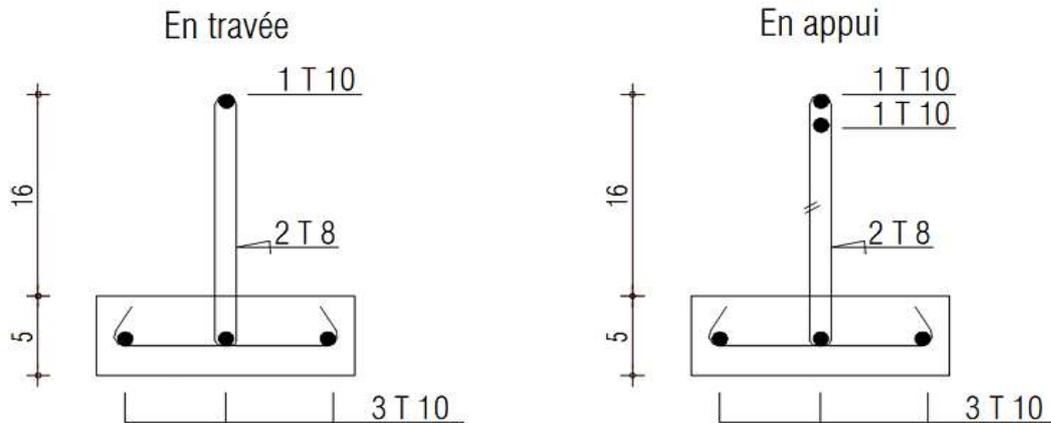


Figure III.17: Ferrailage de la poutrelle à six travées.

➤ **Poutrelle type02 (deux travées) :**

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

$$\begin{aligned} \text{E.L.U: } M_{tu}^{\max} &= 14,04 \text{ kN.m} \\ M_{au}^{\max} &= 16,88 \text{ kN.m} \\ T_u^{\max} &= 19,17 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{E.L.S: } M_{tser}^{\max} &= 9,34 \text{ kN.m} \\ M_{aser}^{\max} &= 12,21 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

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

**d. Ferrailage longitudinal en travée :**

Calcul de  $M_{tu}$  :

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot 10^3 \left( 0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 75,53 \text{ kN.m}$$

$M_{tu} > M_{tu}^{\max}$ : La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire  $h \times b$ .

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,04 \cdot 10^6}{189^2 \cdot 650 \cdot 14,17} = 0,043 < 0,186$$

$$\rightarrow \text{Pivot A: } \xi_s = 10\% \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

On a :

$$u_1 = 0,8\alpha_1(1-0,4\alpha_1)=0,392$$

$$u_{bc} < u_1 \rightarrow A'_s = 0.$$

Calcul de  $A_s$  :

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bc}}) = 0,0271$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 186,95 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{14,04 \cdot 10^6}{187,16 \cdot 348} = 215,8 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 2,15 \text{ cm}^2$$

➤ **. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,48 \text{ cm}^2 \text{ [1]}$$

➤ **Pourcentage maximal :**

$$A_{pm} \geq 0,001 \cdot b \cdot h \cdot 65 \cdot 21 = 1,365 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A_s = \text{Max} \{2,15 \text{ cm}^2; 1,48 \text{ cm}^2; 1,365 \text{ cm}^2\}$$

On choisit : **3T10 ( $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$ ).**

**e. Ferrailage longitudinal sur appuis :**

$$\text{On a : } M_{ap} = 16,88 \text{ kN.m} < M_{tu} = 75,53 \text{ kN.m.}$$

La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire  $h \times b$ .

$$\mu_{bc} = \frac{M_{ap}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,88 \cdot 10^6}{189^2 \cdot 120 \cdot 14,17} = 0,051 < 0,392$$

Donc :  $A'_s = 0$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bc}}) = 0,0654$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 184,06 \text{ mm.}$$

$$A_s = \frac{16,88 \cdot 10^6}{184,06 \cdot 348} = 263,53 \text{ mm}^2 \rightarrow A_s = 2,63 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage maximal :**

$$A_{pm} \geq 0,001 \cdot b \cdot h \cdot 65 \cdot 21 = 0,252 \text{ cm}^2.$$

Donc :

$$A_s = \text{Max} \{2,63 \text{ cm}^2; 0,27 \text{ cm}^2; 0,252 \text{ cm}^2\}$$

On choisit : **1T12+1T14 ( $A_s = 2,63 \text{ cm}^2$ ).**

**f. Vérifications :**

❖ **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $Tu^{\max} = 19,17 \text{ kN}$ .

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  [2]

$$\bar{\tau}_u = \min\left((0.2 \cdot f_{c28}) / \gamma_b; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{19,17 \cdot 10^3}{120 \cdot 189} = 0,84MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... vérifiée.

❖ **Au voisinage des appuis :**

➤ **Appuis de rives :**

- Vérification de la compression du béton :

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa [1]$$

$$\sigma_b = \frac{11,79 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,577MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 2,67cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,338cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

❖ **Vérification de la contrainte de compression [1] :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{19,17 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,939MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification des armatures longitudinales [1] :**

$$A_s = 2,67cm^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = -2,3cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes**

• **Vérification des contraintes des armatures**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

• **Vérification des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit Vérifiée que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$  [1]

• **Détermination de l'axe neutre :**

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b=65\text{cm}$  (travée) ;  $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ;  $c=c'=2\text{cm}$ .

$y$  : Est solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée
- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance «  $y$  » et le moment d'inertie «  $I$  » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

	<b>M<sub>ser</sub>(kNm)</b>	<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y (cm)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub>(MPa)</b>	<b>Vérification</b>
Travée	9,34	2,36	4,025	9245,63	4,07	Vérifiée
Appuis	12,21	2,67	3,77	9119,23	5,04	Vérifiée

**Tableau III.12 : Vérification de la contrainte de béton.**

**Vérification de la flèche :**

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

Les conditions à vérifier sont :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec :

$h = 21 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 18,9 \text{ cm}$  ;  $L = 5,3 \text{ m}$  ;  $M_{tser} = 9,34\text{kN.m}$  ;  $M_0 = 15,93\text{kN.m}$  ;  $A_s = 2,36\text{cm}^2$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$ .

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,039 < 0,0625$ .....non vérifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0104 < 0,0105$ .....vérifiée
- $\frac{h}{L} = 0,039 < 0,058$ .....non vérifiée

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [4]

Tel que :  $\bar{f} = \frac{L}{500} + 0,5cm = 1,03cm \quad (L > 5m)$

Donc :  $\bar{f} = 1,03cm$

$f_i$ : La flèche due aux charges instantanées.

$f_v$ : La flèche due aux charges de longues durée.

**Position de l'axe neutre «  $y_1$  » :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

**Moment d'inertie de la section totale homogène «  $I_0$  » :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

**Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
9,34	2,36	7,2	0,01	214,86	4,11	1,64	0,65	23257,12	6967,95	11257,07

Tableau III.13 : Calcul de la flèche.

**Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa.$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa.$$

**Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 1,17cm \quad (L = 5,3m)$$

**Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 2,15cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,98cm < \bar{f} = 1,03cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa).

• « CBA 93 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8fe} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t fe}{b_0S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

• « RPA 99 modifié 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Ø<sub>l</sub> : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

Ø<sub>t</sub> ≤ Min(0,6cm ; 1cm ; 1,2cm) = 0,8cm On adopte : Ø<sub>t</sub> = 8mm.

• Selon le « CBA 93 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet S_t \geq 0,00021cm \\ \bullet S_t \leq 17,01cm \\ \bullet \frac{At}{St} \geq 0,78 \end{array} \right.$$

- Selon le “RPA 99 modifié 2003” :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5,25cm \dots\dots\dots Zone nodale \\ \bullet S_t \leq 10,50cm \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

On adopte :  $A_t = 2\text{Ø}8 = 1,01 \text{ cm}^2$

Choix des espacements :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83cm$$

Donc :  $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5cm \dots\dots\dots Zone nodale \\ S_t = 10cm \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$

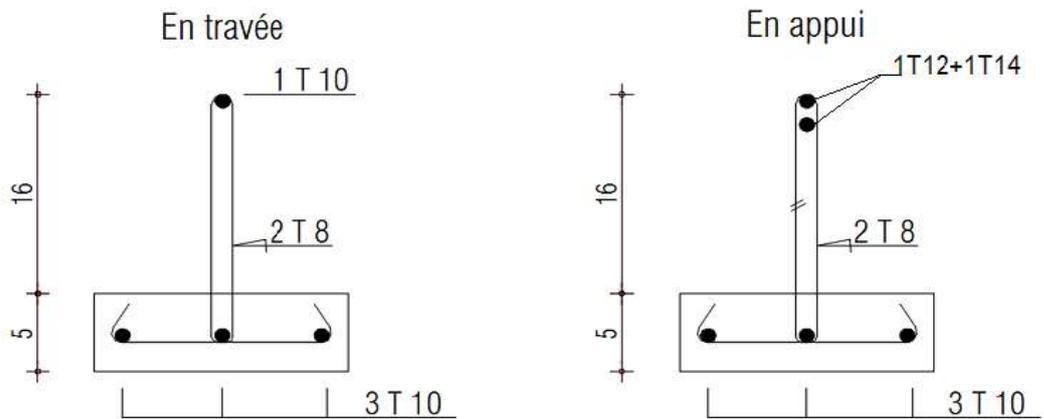


Figure III.18: Ferrailage de la poutrelle à six travées.

**III.2.6 :Ferrailage de la table de compression :**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :  $\left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L_1 \leq 80cm \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} \quad (L_1 \text{ en cm}) \\ L_1 \leq 50cm \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{array} \right.$

Avec :

$L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1 = 65cm$ )

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$f_e = 235 \text{ MPa}$  (acier rond lisse)

On a :  $L = 65 \text{ cm}$

Donc on obtient :  $A_1 = 1,11 \text{ cm}^2$

On prend : **6T6 = 1,18 cm<sup>2</sup>**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

**Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,56 \text{ cm}^2$$

Soit : **6T6 = 1,18 cm<sup>2</sup> →  $S_t = 20 \text{ cm}$**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte des treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

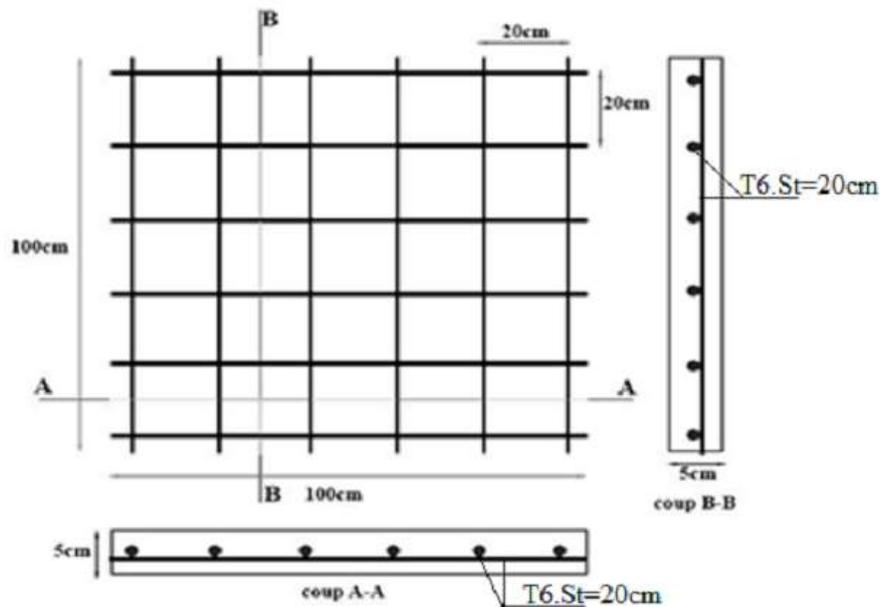


Figure III.19 : Ferrailage de la table de compression.

### III.3. Escalier :

#### III.3.1. Combinaison des charges :

Etage	N° de volée	paillasse				palier			
		G	Q	$q_v(\text{kN/ml})$		G	Q	$Q_p(\text{kN/ml})$	
				ELU	ELS			ELU	ELS
RDC	1&2&3	9,675	2,5	16,81	12,17	6,55	2,5	12,22	9,05
Courant	1&2&3	9,675	2,5	16,81	12,17	6,55	2,5	12,22	9,05

Tableaux III.14 : Résultats d'évaluation des charges pour une bande de 1 ml.

**III.3.2. Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

- **Etude de la partie AB :**

**ELU :**

Les parties AB et CD sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre partie.

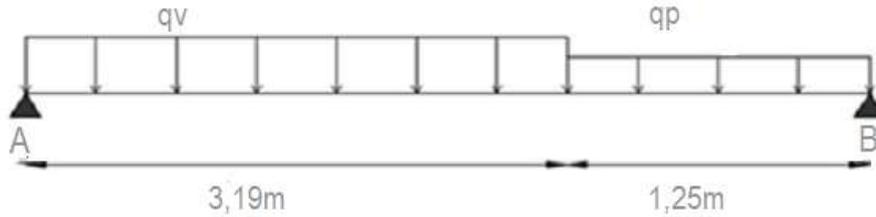


Figure III.20 : Schéma statique du calcul à L'ELU.

**Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/x = 0 \rightarrow R_A + R_B = q_v \cdot 3,19 + q_p \cdot 1,25$$

$$\rightarrow R_A + R_B = \begin{cases} ELU: 68,9KN \\ ELS: 50,13KN \end{cases}$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B = \begin{cases} ELU = 32,38KN \\ ELS = 23,66KN \end{cases}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow R_A = \begin{cases} ELU = 36,52KN \\ ELS = 26,47KN \end{cases}$$

**Calcul des sollicitations :**

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

$$ELU : \begin{cases} T_U^{MAX} = 36,52KN \\ M_u^{max} = 39,67KN.m \\ M_{trav} = 0,85M_u^{max} = 33,72KN.m \\ M_{app} = 0,5M_u^{max} = 19,83KN.m \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} T_{ser}^{MAX} = 26,47KN \\ M_{ser}^{max} = 28,78KN.m \\ M_{trav} = 0,85M_{ser}^{max} = 24,46KN.m \\ M_{app} = 0,5M_{ser}^{max} = 14,39KN.m \end{cases}$$

**Détermination du ferrailage (volées 1 et 3) :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100 cm ; h =17 cm

$$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h = 15,3cm ;$$

$$\sigma_s = 347,82MPa ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 400MPa.$$

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ (cm <sup>2</sup> )
Appui	19,83	0,059	Oui	0	0,076	14,83	3,84	6T10	4,71
Travée	33,72	0,101	Oui	0	0,133	14,48	6,69	8T12	9,05

Tableau III.15: Calcul des armatures.

**Espacement :**

- Surappui :  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$       On prend :  $esp = 20 cm.$
- En travée :  $esp \leq \frac{100}{7} = 14,28cm$       On prend :  $esp = 10 cm.$

**Armature de répartition :**

- Sur appui :  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,17cm^2/ml \leq A_r \leq 2,355cm^2/ml$   
Le choix est de **4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>** avec  $S_t=30 cm$
- En travée :  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 22,26cm^2/ml \leq A_r \leq 4,52cm^2/ml$   
Le choix est de **6T8 = 3,01 cm<sup>2</sup>** avec  $S_t = 20 cm$

**Vérifications :**

**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,84cm^2 [1]$$

Sur appui :  $A_s = 4,71cm^2 > A_s^{\min} = 1,84cm^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

En travée :  $A_s = 9,05cm^2 > A_s^{\min} = 1,84cm^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

**b. Effort tranchant :**

On doit Vérifiée que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u [1]$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{36,52 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,23MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots$$
*vérifiée*

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

**ELS :**

**Au voisinage des appuis :**

**a. Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0.d} = \frac{36,52.10^3}{0,9.170.153} = 1,56Mpa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67Mpa \dots\dots\dots$$
*vérifiée.*

**b. Vérification des armatures longitudinales :**

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 36,52.10^3 - \frac{19,83.10^6}{0,9 \times 153} = -107,48kN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**c. Vérification des contraintes du béton :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ).

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$  [1]

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	14,39	4,71	3,99	11154,64	5,14	Vérifiée
Travée	24,46	9,05	5,23	18534,23	6,9	Vérifiée

**Tableau III.16 : Vérification de la contrainte de béton.**

**d. Vérification de la flèche :**

$h = 17 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 1 \text{ cm}$  ;  $L = 4,44 \text{ m}$  ;  $M_{tser} = 24,46 \text{ kN.m}$  ;  
 $M_0 = 28,78 \text{ kN.m}$  ;  $A_s = 9,05 \text{ cm}^2$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{444} = 0,038 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{9,05}{100 \times 15,3} = 0,0059 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,038 \geq 0,085 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [4].

Avec : 
$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. ; L = 4,80m < 5m$$

• **Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_f \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

E<sub>i</sub>=32164,20MPa ; E<sub>v</sub>=10721,40MPa

M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
24,46	9,05	0,0059	176,65	3,56	1,42	0,41	47218,74	21117,51	29843,72

Tableau III.17 : Vérification de la flèche de l’escalier.

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,71cm \\ f_v = 1,49cm \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,78cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{444}{500} = 0,88cm$$

⇒ Δf<sub>T</sub> = 0,78cm < f̄ = 0,88cm.....vérifiée.

• Etude de la partie BC :

**ELU :**

Les parties AB et CD sont identiques, donc on va étudier uniquement la partie AB et les résultats obtenus vont être appliqués sur l’autre partie.

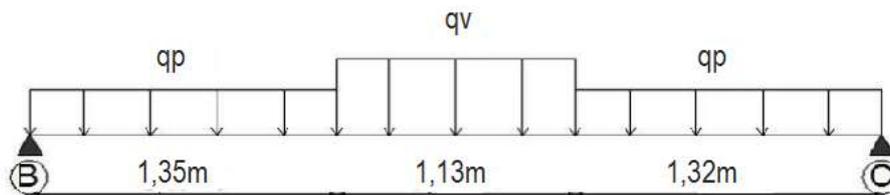


Figure III.21 : Schéma statique du calcul à L’ELU.

**Calcul des réactions d’appuis :**

$$\Sigma F/x = 0 \rightarrow R_B + R_C = q_p \cdot 1,35 + q_p \cdot 1,32 + q_v \cdot 1,13$$

$$\rightarrow R_B + R_C = \begin{cases} ELU: 51,62KN \\ ELS: 37,91KN \end{cases}$$

$$\Sigma M/B = 0 \rightarrow R_C = \begin{cases} ELU = 25,83KN \\ ELS = 18,97KN \end{cases}$$

$$\Sigma M/C = 0 \rightarrow R_B = \begin{cases} ELU = 25,79KN \\ ELS = 18,94KN \end{cases}$$

**Calcul des sollicitations :**

La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la

Méthode des sections (Méthode de la RDM).

$$\begin{aligned}
 \text{ELU : } & \begin{cases} T_U^{MAX} = 25,83KN \\ M_u^{max} = 26,25KN.m \\ M_{trav} = 0,85M_u^{max} = 22,31KN.m \\ M_{app} = 0,5M_u^{max} = 13,125KN.m \end{cases} \\
 \text{ELS : } & \begin{cases} T_{ser}^{MAX} = 18,97KN \\ M_{ser}^{max} = 19,18N.m \\ M_{trav} = 0,85M_{ser}^{max} = 16,3KN.m \\ M_{app} = 0,5M_{ser}^{max} = 9,59KN.m \end{cases}
 \end{aligned}$$

**Détermination du ferrailage (volée 1 et 3) :**

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b x h)

Tel que : b=100 cm ; h =17 cm

$f_{c28} = 25MPa$  ;  $f_{bc} = 14,17MPa$  ;  $f_{t28} = 2,10MPa$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ; d=0,9h= 15,3cm ;

$\sigma_s = 347,82MPa$  ;  $\gamma_s = 1,15$  ; fe=400MPa.

	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ (cm <sup>2</sup> )
Appui	13,125	0,039	Oui	0	0,049	15,00	2,51	4T10	3,14
Travée	22,31	0,067	Oui	0	0,087	14,767	4,34	6T10	4,71

**Tableau III.18: Calcul des armatures.**

**Espacement :**

- Surappui :  $esp \leq \frac{100}{3} = 33,33cm$       On prend : esp = 30 cm.
- En travée :  $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$       On prend : esp =20 cm.

**Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{appui: } 3T8 \quad A_s = 1,51cm^2 \\ \text{travée: } 4t8 \quad A_s = 2,01cm^2 \end{cases}$$

**Vérifications :**

**c. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,84cm^2 \quad [1]$$

Sur appui :  $A_s = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1,84cm^2$  .....vérifiée

En travée :  $A_s = 4,71cm^2 > A_s^{min} = 1,84cm^2$  .....vérifiée

**d. Effort tranchant :**

On doit Vérifiée que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  [1]

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{25,83 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,168 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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

**ELS :**

**Au voisinage des appuis :**

**a. Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b \cdot d} = \frac{25,83 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 1000 \cdot 153} = 1,1 \text{Mpa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**b. Vérification des armatures longitudinales :**

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 25,83 \cdot 10^3 - \frac{13,125 \cdot 10^6}{0,9 \times 153} = -96,48 \text{kN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**c. Vérification des contraintes du béton :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ).

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa} [1]$

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
Appui	9,59	3,14	3,35	7979,17	4,02	Vérifiée
Travée	16,3	4,71	3,99	11154,64	5,83	Vérifiée

**Tableau III.19: Vérification de la contrainte de béton.**

**d. Vérification de la flèche :**

h = 17 cm ; b<sub>0</sub> = 100 cm ; d = 1 cm ; L = 3,8 m ; M<sub>tser</sub> = 16,3kN.m ;

M<sub>0</sub> = 19,18kN.m ; A<sub>s</sub> = 9,05cm<sup>2</sup> ; f<sub>e</sub> = 400 MPa.

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{380} = 0,044 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{4,71}{100 \times 15,3} = 0,00307 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,044 \geq 0,085 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} [4].$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases} ; L = 4,80m < 5m$$

• **Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub> :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \text{ Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

E<sub>i</sub>=32164,20MPa ; E<sub>v</sub>=10721,40MPa

M <sub>ser</sub> (kN m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
16,3	4,71	0,00307	226,19	6,84	2,73	0,24	44208,52	18409,06	26708,86

**Tableau III.20 : Vérification de la flèche de l'escalier.**

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,39cm \\ f_v = 0,81cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,42cm$$

a)  $\bar{f} = \frac{L}{1000} = \frac{380}{500} = 0,76cm$   
 $\Rightarrow \Delta f_T = 0,42cm < \bar{f} = 0,76cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

**III.4. Etude de balcon :**

• **Evaluation des charges :**

Charge permanente : G = 6,13kN/m<sup>2</sup>.

Charge d'exploitation : Q = 3,50kN/m<sup>2</sup>.

Charge concentrée « F » : (poids de mur)

Mur extérieur :  $G = 2,94 \text{ kN/m}^2$ .  
 Hauteur du mur :  $h = 3,06\text{m}$ .  
 $F = 2,94 \times 3,06 \times 1 = 8,99\text{kN}$ .

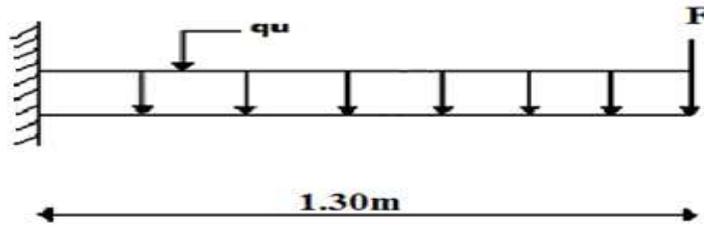


Figure III.22: schéma statique du balcon.

- **Combinaison des charges :**

	<b>E.L.U</b>	<b>E.L.S</b>
Q(kN/ml)	$1,35G + 1,5Q = 13,52$	$G + Q = 9,63$
F(kN)	$1,35 F = 12,13$	8,99

Tableau III.21 : combinaison des charges.

- **Calcul des efforts internes :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

**1/ Moment fléchissant :**

$$M(x) = \left(\frac{q}{2}x^2 + F \cdot x\right).$$

**2/ Effort tranchant :**

$$T(x) = q \cdot x + F$$

$$x = 1,3\text{m}.$$

		<b>E.L.U</b>	<b>E.L.S</b>
M(kN.m)	Appui	13,595	9,91
	travée	27,19	19,82
T(kN)		29,7	21,51

Tableau III.22 : moment fléchissant et effort tranchant.

- **Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ cm}$  ;

$d = 0,9 \cdot h = 13,5\text{cm}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$ .

	$M_u$ (KN.m)	U	$u < u_R$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	a	Z(cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	Adp <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Esp(cm)
Appui	13,595	0,04	oui	0	0,05	14,994	2,60	4T10	3,14	30
travée	27,19	0,105	oui	0	0,138	12,754	6,12	6T12	6.79	20

Tableau III.23: Calcul des armatures.

- **Espacement :**

$$esp \leq \frac{100}{5} = 20cm \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$esp \leq \frac{100}{3} = 33,33cm \Rightarrow S_t = 30cm$$

**Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A'_s \leq \frac{A_s}{2}$$

Appui : 3T8 = 1,51cm<sup>2</sup> ; S<sub>t</sub> = 50 cm.

Travée : 6T8 = 3.02 cm<sup>2</sup>; S<sub>t</sub> = 20 cm.

Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm.

❖ **Vérifications :**

**1/ Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{s \text{ min}} = 0.23 \times 100 \times 13,5 \times \left(\frac{2.1}{400}\right) = 1.63 \text{ cm}^2$$

Alors : A<sub>s</sub> choisit > A<sub>s</sub> min ⇒ condition vérifier

**2/ Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,2 \times f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ Mpa} ) = 3,33\text{Mpa} \text{ ( fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{max}}{b \times d} = \frac{29,7 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.219 \text{ Mpa} < \tau_u = 3,33\text{Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**3/ Vérification de l'ELS :**

On considère que la fissuration est peu préjudiciable

**3/-1 Vérification des contraintes :**

**Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y-c') - nA_s(d-y) = 0$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15 A_s (d-y)^2 + nA'_s(y-c')^2$$

Avec : n=15 ; c'=2cm ; d=15,3cm ; b=100cm

A'\_s=0

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = y \times \frac{M_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \left(\frac{2}{3} f_e\right); \max \left(\frac{f_e}{2}; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) \right] = 201,16 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
Appui	9,91	3,14	3,12	6087,138	5,08	vérifier
travée	19,82	6,79	4,32	11270,53	7,59	vérifier

Tableau III.24 : Vérification de la contrainte de béton.

**3/-2Vérification de la flèche :**

h = 17 cm ; b<sub>0</sub> = 100 cm ; d = 1 cm ; L = 1,3m ; M<sub>tser</sub> = 19,82kN.m ;  
 M<sub>0</sub> = 19,18kN.m ; A<sub>s</sub> = 9,05cm<sup>2</sup> ; f<sub>e</sub> = 400 MPa.

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \rightarrow 0,115 > 0,037 \text{ à } 0,028 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,005 \leq 0,005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

On remarque que les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.5 Etude de la dalle pleine :**

**III.5.1.Evaluation des charges :**

On fait le calcul pour le panneau le plus sollicité ayant des dimensions plus grandes que les autres panneaux.

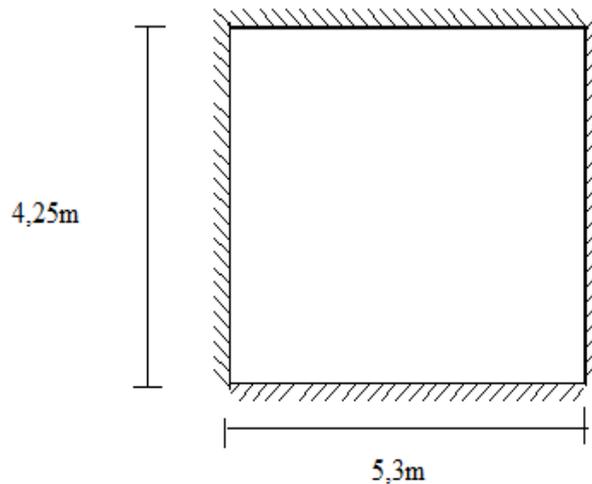


Figure III.23 : Dimensions du panneau le plus sollicité

G=5,23kN/m<sup>2</sup> , Q=1,5kN/m<sup>2</sup>.

**ELU :**

q<sub>u</sub> = 1,35G + 1,5Q = 9,3105kN/m<sup>2</sup>

**ELS :**

q<sub>ser</sub> = G + Q = 6,73kN/m<sup>2</sup>

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,25}{5,3} = 0,8 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

III.5.2. Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$\nu$ : Coefficient de poisson  $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire [1].

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,056 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 9,41 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 5,59 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**  $\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_x = 7,06 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,75 M_y = 4,19 \text{ kNm} \end{cases}$
- **Moments sur appuis :**  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 4,7 \text{ kNm}$

III.5.3. Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$  ;  $d=0,9h=13,5\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	μ	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	α	Z(cm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
Travée	x-x	7,06	0,027	0	0,034	13,316	1,52	4T8	2,01	30
	y-y	4,19	0,016	0	0,020	13,392	0,9	4T8	2,01	50
Appuis	x-x	4,7	0,018	0	0,022	13,381	1,009	4T8	2,01	50
	y-y									

Tableau III.25 : Ferrailage de la dalle pleine.

Espacement :

Travée : -Sens x-x :  $esp = \frac{100}{3} = 33,33\text{cm}$

$esp = 30\text{cm}$ .

-Sens y-y :  $esp = \frac{100}{3} = 33,33\text{cm}$

$esp = 30\text{cm}$ .

Appuis : -Sens x-x :  $esp = \frac{100}{3} = 33,33\text{cm}$

$esp = 30\text{cm}$ .

-Sens y-y :  $esp = \frac{100}{3} = 33,33\text{cm}$

$esp = 30\text{cm}$ .

**III.5.3.1. Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1,32cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1,2cm^2 \end{cases}$$

Avec :  $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\%_{00} \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,8 \end{cases}$

**Travée :** - Sens x-x :  $A_x = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,32cm^2$  .....vérifiée

- Sens y-y :  $A_y = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,2cm^2$  .....vérifiée

**Appuis :** - Sens x-x :  $A_x = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,32cm^2$  .....vérifiée

- Sens y-y :  $A_y = 2,01cm^2 > A_s^{min} = 1,2cm^2$  .....vérifiée

**III.5.3.2. Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{9,3105 \times 4,25 \times 5,3}{2 \times 4,25 + 5,3} = 15,19kN \quad \text{et} \quad T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 13,19kN \Rightarrow T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 15,19kN$$

$$\tau_u = \frac{31,98.10^3}{1000 \times 180} = 0,11MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$$

**III.5.3.3. Vérification à l'ELS :**

**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,063 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 7,65kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 5,43kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 6,5kNm \\ M_{ty} = 0,85M_y = 4,61kNm \\ M_a = 0,3M_x = 2,3kNm \end{cases}$$

**a. Vérification des contraintes :**

Il faut Vérifiée que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	6,5	2,01	2,56	4167,7	3,99	15	OK
	y-y	4,61	2,01	2,56	4167,7	2,83		
Appuis	x-x	2,3	2,01	2,56	4167,7	1,41	15	OK
	y-y							

**Tableau III.26 : Vérification des contraintes à l'ELS**

**c. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ 2 - \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ 3 - \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,035 < 0,058 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ 0,035 < 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \\ 1,48 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y <sub>1</sub> (cm)	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
6,5	2,01	14,98	0,0014 9	239,54	14,0 9	5,63	- 0,0417	29210,4	77904,40	38172,10

**Tableau III.27 : Récapitulatif du calcul de la flèche.**

**Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa \quad E_v = 10818,87MPa$$

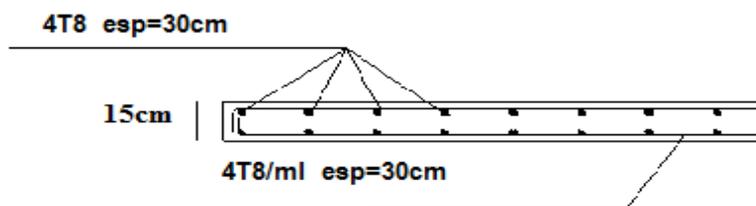
**Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 0,046cm \quad (L = 4,25m)$$

**Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 0,284cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,238cm < \bar{f} = 0,85cm \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$



**Figure III.24: Ferrailage de la dalle pleine.**

### IV.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS 16.0.2** qui est un logiciel de calcul automatique des structures par la méthode des éléments finis.

### IV.2. Étude dynamique :

L'analyse dynamique nécessite de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

#### IV.2.1. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds après on l'a divisé en mailles.
- Chaque plancher est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

#### IV.2.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version 2003**.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

### IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### IV.3.1. La méthode statique équivalente :

##### a. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

**b. Conditions d'applications :**

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, les conditions complémentaires données par le RPA.

**IV.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

**a. Principe :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{sec} \quad \dots \dots (4-14) [2]$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_K$  la période du mode K.

**b. Analyse spectrale :**

➤ **Utilisation des spectres de réponse :**

La pratique la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse ; toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement ( $\zeta$ ) et de la pulsation naturelle ( $\omega$ ). Donc pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \dots\dots\dots (4-13)[2] \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse :**

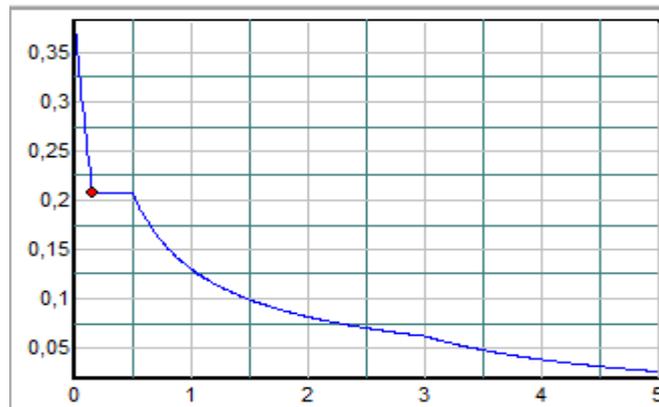


Figure IV.1 : Représentation graphique du spectre de réponse.

Avec :

**g** : accélération de la pesanteur, (g =9,81N)

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**R** : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique associée à la catégorie de site.

**Q** : Facteur de qualité.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisée par le « *RPA99 version 2003* » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « *V<sub>t</sub>* » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « *V* » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :  $\frac{0,8V}{V_t}$

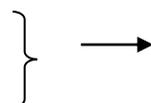
**IV.4. Etude sismique**

**A** : coefficient d'accélération de zone

\* groupe d'usage : **2**

**A=0,25**

\*zone sismique : **III**



**D** : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de :

- la catégorie du site.
- le facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).
- la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$  : période caractéristique associée a la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003**.

Catégorie  $S_3 \rightarrow$  site meuble  $\rightarrow T_2 = 0,50$  sec.

**Estimation de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) :**

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 selon le **RPA99/version 2003**.

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

Pour notre structure :

- ✓  $h_N = 31,6m$
- ✓  $C_T = 0,05$
- ✓  $D_x = 31,3m$
- ✓  $D_y = 21,6m$

$$T_x = 0,09 \frac{31,6}{\sqrt{31,3}} = 0,51$$

$$T_y = 0,09 \frac{31,6}{\sqrt{21,6}} = 0,61$$

$$T_{etabs} = 0,642$$

**Sens (x-x) :**  $T_x = 0,51$

**Sens (y-y) :**  $T_y = 0,61$

$$T_2 = 0,50 \text{ sec}$$

On calcule le facteur  $D$  suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$0 \leq (T_x \text{ et } T_y) \leq T_2 \Rightarrow D = 2,5\eta$$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

$\xi$  : pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif du type de structure et de l’importance du remplissage.

avec  $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \left(\frac{T_1}{T}\right)^{2,3} & T_2 \leq T \leq 3,0s. \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2,189 \\ D_y = 1,926 \end{cases}$$

**R** : coefficient de comportement

L’objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l’attribution pour chacune des catégories de cette classification, d’un coefficient de comportement **R** qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. [tableau 4.3 RPA99/version2003].

Pour le cas de notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système voiles porteurs (**R=3.5**).

**Q** : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [1]$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4(RPA 99/version 2003).

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
<b>Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	non	0.05	non	0.05
<b>Redondance en plan</b>	non	0.05	non	0.05
<b>Régularité en plan</b>	non	0.05	non	0.05
<b>Régularité en élévation</b>	non	0.05	non	0.05
<b>Contrôle de la qualité des matériaux</b>	non	0.05	non	0.05
<b>Contrôle de la qualité de l’exécution</b>	oui	0	oui	0

Tableau IV.1 : Facteur de qualité.

$$Q_x = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

$$Q_y = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

**W : poids de la structure :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

$W_i$  : Le poids concentré au niveau du centre masse pour chaque plancher "i";

$W_{Gi}$  : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "i";

$W_{Qi}$  : Surcharges d'exploitation au niveau "i";

$\beta$ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$  (bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés). (Tableau 4.5) [2]

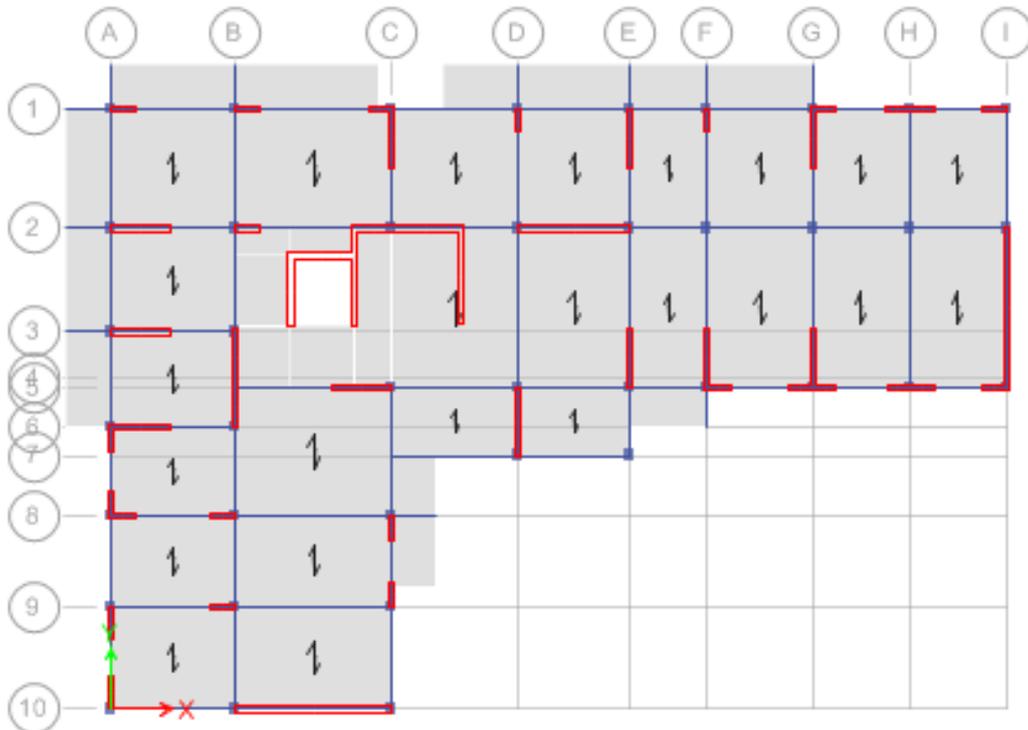
Donc :

$$\left\{ \begin{aligned} V_x &= \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0.25 \times 2.189 \times 1.25}{3.5} \cdot W & V_y &= \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \\ & \frac{0.25 \times 1.926 \times 1.25}{3.5} \cdot W \end{aligned} \right.$$

**IV.4.1. Résultats de l'analyse sismique :**

1<sup>er</sup> Modèle :

Figure IV.2 : 1<sup>er</sup> modèle.



a- Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

Modes	Périodes	Facteur de participation massique (%)			
		$U_x$	$U_y$	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	0,64	0,0207	0,6249	0,0207	0,6249
2	0,525	0,6297	0,0033	0,6504	0,6282
3	0,48	0,0709	0,0739	0,7213	0,7021

Tableau IV.2: les modes dumodèle final.

**Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale  $T = 0,64$
- Le premier mode est un mode de translation suivant y-y
- Le premier mode est un mode de translation suivant x-x
- Le troisième mode est un mode de torsion.

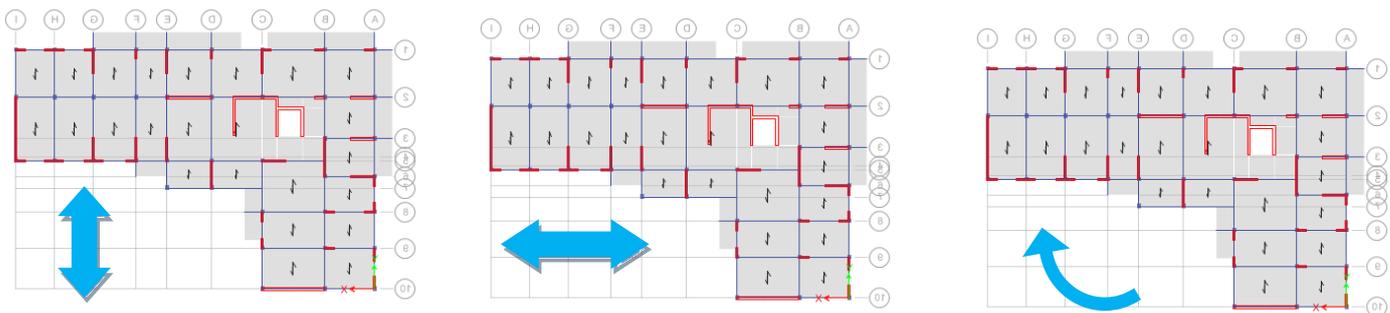


Figure IV.3 : les trois premiers modes.

**a) Résultantes des forces sismiques :**

D'après le fichier des résultats ETABS 16 on a :

$$W=54005,704\text{KN} \rightarrow \begin{cases} V_x = 0.19w = 10526,3 \text{ kN} \\ V_y = 0.17w = 9287,1 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0.8V_x = 8421,03\text{kN} \\ 0.8V_y = 7429,64\text{kN} \end{cases}$$

$E_x=6911.74\text{kN}$

$E_y=5726.2\text{kN}$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} E_x=6911.74\text{kN} < 0.8V_x=8421,03\text{kN} \text{ -----} r_x=1.21 \\ E_y=5726.2\text{kN} < 0.8V_y=7429,64\text{kN} \text{ -----} r_y=1.29 \end{cases}$$

**b) Vérification des déplacements inter étage :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 modifié en 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y > 1$$

$$\delta_K^x = R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y \quad \text{si} \quad r_x \quad \text{et} \quad r_y < 1$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$$r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} \quad \text{et} \quad r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y}$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

$$r_x = \frac{0,8V^x}{V_t^x} = \frac{8421,03}{6911,74} = 1.21 > 1 \qquad r_y = \frac{0,8V^y}{V_t^y} = \frac{7429,64}{5726,2} = 1.29 > 1 \quad \text{Donc :}$$

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

➤ Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003** »

niveau	r-x	r-y	U1	U2	U1	U2	R*U1	R*U2	ΔU1	ΔU2	ΔU ad	OBS	OBS
m			m	m	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm		
31,6	1,21	1,29	0,02099	0,01901	2,54	2,45	10,16	9,81	0,90	1,06	3,06	Vérifiée	Vérifiée
28,54	1,21	1,29	0,01914	0,01696	2,32	2,19	9,26	8,75	1,01	1,11	3,06	Vérifiée	Vérifiée
25,48	1,21	1,29	0,01704	0,01481	2,06	1,91	8,25	7,64	1,10	1,16	3,06	vérifiée	Vérifiée
22,42	1,21	1,29	0,01477	0,01257	1,79	1,62	7,15	6,49	1,17	1,18	3,06	vérifiée	Vérifiée
19,36	1,21	1,29	0,01236	0,01029	1,50	1,33	5,98	5,31	1,21	1,17	3,06	vérifiée	Vérifiée
16,3	1,21	1,29	0,00986	0,00801	1,19	1,03	4,77	4,13	1,20	1,12	3,06	vérifiée	Vérifiée
13,24	1,21	1,29	0,00739	0,00583	0,89	0,75	3,58	3,01	1,14	1,03	3,06	vérifiée	Vérifiée
10,18	1,21	1,29	0,00503	0,00384	0,61	0,49	2,43	1,98	1,02	1,48	3,06	vérifiée	vérifiée
7,12	1,21	1,29	0,00291	0,00212	0,35	0,13	1,41	0,50	1,41	0,63	3,06	vérifiée	vérifiée
4,06	1,21	1,29	0,00117	0,00081	0,14	1,13	0,57	4,50	0,57	0,63	3,06	vérifiée	vérifiée
0	1,21	1,29	0	0	0,00	2,13	0,00	8,50	0,00	0,63	4,06	vérifiée	vérifiée

**Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étages du 2<sup>ème</sup> modèle.**

c) **Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

poteaux	Nd (KN)	a (cm)	b (cm)	B (m2)	fc28 (MPa)	v	vérification
35x35	142,8703	35	35	0,12	25	0,047	< 0.30 Ok
35x35	274,851	35	35	0,12	25	0,090	< 0.30 Ok
40x40	416,5082	40	40	0,16	25	0,104	< 0.30 Ok
45x45	565,0389	45	45	0,20	25	0,112	< 0.30 Ok
45x45	719,3485	45	45	0,20	25	0,142	< 0.30 Ok
50x50	885,6638	50	50	0,25	25	0,142	< 0.30 Ok
55x55	1063,272	55	55	0,30	25	0,141	< 0.30 Ok
55x55	1247,987	55	55	0,30	25	0,165	< 0.30 Ok
60x60	1446,412	60	60	0,36	25	0,161	< 0.30 Ok
60x60	1665,281	60	60	0,36	25	0,185	< 0.30 Ok

Tableau IV.4 :Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

- **Vérification des conditions du facteur de comportement R**

1. **Justification des voiles sous charges verticales (ELS)**

L'effort normal total à la base de la structure  $P_{Tot} = 59007,4282 \text{ kN}$ .

L'effort normal à la base repris par les voiles  $P_{voiles} = 30480,88 \text{ kN}$ .

$$P_{voiles} / P_{Tot} = 51,6 \% > 20\%.$$

Donc, les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- **Conclusion :**

Le choix du coefficient de comportement global de la structure ( $R=3.5$ ) est justifié.

**V.1.Introduction :**

On désigne par éléments principaux tous les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions durables et accidentelles auxquelles est soumis l'ouvrage. Ils sont constitués des poteaux, des poutres et des voiles.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le CBA 93 et le RPA99 modifié en 2003.

**V.2. Ferrailage des poteaux :****V.2.1. Introduction :**

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- 1/ Section entièrement tendue SET.
- 2/ Section entièrement comprimée SEC.
- 3/ Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

**Tableau V.1 : Caractéristiques du béton et de l'acier.**

**V.2.2. Combinaisons d'action :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- **Selon CBA 93:**  
**ELU:** Situation durable  $1,35G+1,5Q$   
**ELS:** Situation durable  $G+Q$
- **Selon RPA 99 :**  
 $G+Q\pm E$   
 $0,8G\pm E$   
 Avec:
  - G: Charges permanentes.
  - Q: Surcharge d'exploitation.
  - E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- $N^{\max}, M^{\text{correspondant}}$
- $M^{\max}, N^{\text{correspondant}}$

**V.2.3. Recommandations du RPA99 modifié en 2003 :**

D'après le RPA99 modifié en 2003, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par:

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$* 0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $\text{cm}^2$ ].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.
- Les résultats des efforts et ferrailage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

### 1. Situation durable :

➤ Combinaison : 1,35G+1,5Q

a. ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections ( $\text{cm}^2$ )	$N^{\max}$ (kN)	$M^{\text{corr}}$ (kNm)	Sollicitation	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{s(RPA)}^{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )
RDC	60x60	-1665,2807	2,8977	SET	24,09	32,4
1 <sup>er</sup>	60x60	-1446,4119	6,8734	SET	21,16	32,4
2 <sup>ème</sup>	55x55	-1247,9869	6,2449	SET	18,31	27,22
3 <sup>ème</sup>	55x55	-1063,2716	8,3461	SET	15,77	27,22
4 <sup>ème</sup>	50x50	-885,6638	8,0258	SET	13,26	22,5
5 <sup>ème</sup>	45x45	-719,3486	8,0903	SET	10,94	18,22
6 <sup>ème</sup>	45x45	-565,0389	10,4708	SET	8,89	18,22
7 <sup>ème</sup>	40x40	-416,5082	8,8918	SET	6,74	14,4
8 <sup>ème</sup>	35x35	-274,851	7,3662	SET	4,68	11,025
9 <sup>ème</sup>	35x35	-142,8703	9,7854	SET	3,02	11,025

**Tableau V.2 : Ferrailage des poteaux situation durable ( $N^{\max}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )**

b. ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Section s (cm <sup>2</sup> )	N <sup>corr</sup> (kN)	M <sup>max</sup> (kNm)	Sollicitation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(RPA)</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	60x60	-1439,6003	8,1491	SET	21,13	32,4
1 <sup>er</sup>	60x60	-1281,2586	-17,2871	SET	19,34	32,4
2 <sup>ème</sup>	55x55	-1097,1973	-13,7867	SET	16,58	27,22
3 <sup>ème</sup>	55x55	-927,5801	-18,4298	SET	14,42	27,22
4 <sup>ème</sup>	50x50	-764,06	-17,009	SET	12,09	22,5
5 <sup>ème</sup>	45x45	-612,8773	-16,6082	SET	10,03	18,22
6 <sup>ème</sup>	45x45	-457,0902	21,0917	SET	8,13	18,22
7 <sup>ème</sup>	40x40	-332,6283	17,9269	SET	6,3	14,4
8 <sup>ème</sup>	35x35	-216,9131	14,7235	SET	4,58	11,025
9 <sup>ème</sup>	35x35	-111,2213	18,7848	SPC	3,44	11,025

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux situation durable ( $M^{\max}, N^{\text{corr}}$ )

c. ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>min</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(RPA)</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	60x60	-632,4502	5,4872	SET	5,4872	32,4
1 <sup>er</sup>	60x60	-556,3403	-8,1076	SET	8,43	32,4
2 <sup>ème</sup>	55x55	-482,8217	-7,1724	SET	7,36	27,22
3 <sup>ème</sup>	55x55	-408,0032	-8,4687	SET	6,36	27,22
4 <sup>ème</sup>	50x50	-336,6466	-8,7307	SET	5,41	22,5
5 <sup>ème</sup>	45x45	-270,3315	-7,2871	SET	4,42	18,22
6 <sup>ème</sup>	45x45	-204,9045	-8,4932	SET	3,57	18,22
7 <sup>ème</sup>	40x40	-144,042	-7,904	SET	2,74	14,4
8 <sup>ème</sup>	35x35	-89,6924	-5,6204	SET	1,85	11,025
9 <sup>ème</sup>	35x35	-37,2666	-8,2963	SPC	1,33	11,025

Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux situation durable ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )

2. **Situation accidentelle :**  
 ➤ Combinaison :G+Q+E.  
 a. ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ )

Niveaux	Section s (cm <sup>2</sup> )	N <sup>max</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(RPA)</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	60x60	-1491,0984	92,0151	SET	26,33	32,4
1 <sup>er</sup>	60x60	-1306,5822	-124,5968	SET	25,42	32,4
2 <sup>ème</sup>	55x55	-1121,7008	-108,2392	SET	22,48	27,22
3 <sup>ème</sup>	55x55	-940,8529	-134,732	SET	21,43	27,22
4 <sup>ème</sup>	50x50	-763,1342	-118,5224	SET	18,71	22,5
5 <sup>ème</sup>	45x45	-597,9943	-104,419	SET	16,29	18,22
6 <sup>ème</sup>	45x45	-463,8234	-40,5912	SET	9,66	18,22
7 <sup>ème</sup>	40x40	-341,3193	-29,9883	SET	7,44	14,4
8 <sup>ème</sup>	35x35	-224,7062	-21,9287	SET	5,4	11,025
9 <sup>ème</sup>	35x35	-115,8856	-24,616	SPC	4,04	11,025

**Tableau V.5 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle ( $N^{max}$ ,  $M^{corr}$ )**

- b. ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ )

Niveaux	Section s (cm <sup>2</sup> )	N <sup>corr</sup> (kN)	M <sup>max</sup> (kNm)	Sollicitation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(RPA)</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	60x60	-1491,0984	-92,0151	SET	26,33	32,4
1 <sup>er</sup>	60x60	-562,1495	125,3709	SET	14,76	32,4
2 <sup>ème</sup>	55x55	-484,2199	115,4326	SET	13,73	27,22
3 <sup>ème</sup>	55x55	-424,4257	144,9717	SPC	14,49	27,22
4 <sup>ème</sup>	50x50	-370,2751	130,044	SPC	13,67	22,5
5 <sup>ème</sup>	45x45	-317,875	115,4664	SPC	12,89	18,22
6 <sup>ème</sup>	45x45	-267,926	130,3778	SET	13,26	18,22
7 <sup>ème</sup>	40x40	-213,1148	97,5596	SPC	11,1	14,4
8 <sup>ème</sup>	35x35	-149,3522	71,0793	SPC	8,98	11,025
9 <sup>ème</sup>	35x35	-77,899	80,9915	SPC	9,02	11,025

**Tableau V.6 : Ferraillage des poteaux situation accidentelle ( $M^{max}$ ,  $N^{corr}$ )**

c. ( $N_{\min}, M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>min</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(RPA)</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	60x60	-240,1682	9,4645	SET	3,96	32,4
1 <sup>er</sup>	60x60	-204,0735	7,8943	SET	3,35	32,4
2 <sup>ème</sup>	55x55	-175,8288	9,4176	SET	3,08	27,22
3 <sup>ème</sup>	55x55	-150,0026	15,5504	SET	3,07	27,22
4 <sup>ème</sup>	50x50	-127,9899	18,6651	SET	3,06	22,5
5 <sup>ème</sup>	45x45	90,0282	35,9846	SPC	1,17	18,22
6 <sup>ème</sup>	45x45	51,2931	36,2481	SPC	1,76	18,22
7 <sup>ème</sup>	40x40	22,6204	24,7483	SPC	1,62	14,4
8 <sup>ème</sup>	35x35	5,4703	16,7395	SPC	1,45	11,025
9 <sup>ème</sup>	35x35	1,3437	1,2349	SPC	0,09	11,025

Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}, M^{\text{corr}}$ )

➤ Combinaison : 0,8G+E

a. ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>max</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(RPA)</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	60x60	-1156,5822	-90,9089	SET	21,47	32,4
1 <sup>er</sup>	60x60	-1017,2767	-120,2126	SET	21,02	32,4
2 <sup>ème</sup>	55x55	-874,0758	-104,7454	SET	18,71	27,22
3 <sup>ème</sup>	55x55	-731,8657	-130,0723	SET	18,15	27,22
4 <sup>ème</sup>	50x50	-591,2239	-114,2254	SET	15,96	22,5
5 <sup>ème</sup>	45x45	-460,6175	-100,2445	SPC	13,96	18,22
6 <sup>ème</sup>	45x45	-343,7358	-111,6302	SPC	13	18,22
7 <sup>ème</sup>	40x40	-249,6319	-31,9474	SET	6,29	14,4
8 <sup>ème</sup>	35x35	-165,9783	-23,5722	SET	4,72	11,025
9 <sup>ème</sup>	35x35	-88,2677	-26,7915	SPC	3,81	11,025

Tableau V.8 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $N^{\max}, M^{\text{corr}}$ )

b. ( $M^{\max} \cdot N^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Section s (cm <sup>2</sup> )	N <sup>corr</sup> (kN)	M <sup>max</sup> (kNm)	Sollicitation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(RPA)</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	60x60	-1156,5822	-90,9089	SET	21,47	32,4
1 <sup>er</sup>	60x60	-279,9298	122,7938	SPC	10,45	32,4
2 <sup>ème</sup>	55x55	-244,531	112,732	SPC	9,99	27,22
3 <sup>ème</sup>	55x55	-223,2642	141,0465	SPC	11,3	27,22
4 <sup>ème</sup>	50x50	-205,4756	126,1509	SPC	11	22,5
5 <sup>ème</sup>	45x45	-186,5519	111,513	SPC	10,7	18,22
6 <sup>ème</sup>	45x45	-166,7915	125,2858	SPC	11,44	18,22
7 <sup>ème</sup>	40x40	-140,5479	93,2486	SPC	9,7	14,4
8 <sup>ème</sup>	35x35	-103,7469	67,5618	SPC	7,98	11,025
9 <sup>ème</sup>	35x35	-57,409	76,5487	SPC	8,27	11,025

Tableau V.9 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $M^{\max}$ ,  $N^{\text{corr}}$ )

c. ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>min</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s(RPA)</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	60x60	-113,8967	10,7297	SET	2,21	32,4
1 <sup>er</sup>	60x60	-92,205	6,8426	SET	1,69	32,4
2 <sup>ème</sup>	55x55	-78,1812	9,5921	SET	1,69	27,22
3 <sup>ème</sup>	55x55	-66,9138	17,5008	SPC	1,98	27,22
4 <sup>ème</sup>	50x50	-59,0477	20,6756	SPC	2,17	22,5
5 <sup>ème</sup>	45x45	-52,3693	18,0306	SPC	2,04	18,22
6 <sup>ème</sup>	45x45	-43,8087	20,035	SPC	2,05	18,22
7 <sup>ème</sup>	40x40	-34,8445	16,6621	SPC	1,84	14,4
8 <sup>ème</sup>	35x35	-24,1444	11,1076	SPC	1,38	11,025
9 <sup>ème</sup>	35x35	6,5226	17,6808	SPC	1,52	11,025

Tableau V.10 : Ferrailage des poteaux situation accidentelle ( $N^{\min}$ ,  $M^{\text{corr}}$ )

**V.2.4 Choix des armatures :**

Le ferrailage maximum a été obtenu par la combinaison accidentelle (G+Q±E) ;

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC,	60x60	26,33	32,4	108	216	8T20+8T16	41,2
1 <sup>er</sup>	60x60	25,42	32,4	108	216	8T20+8T16	41,2
2 <sup>ème</sup>	55x55	22,48	27,22	90,75	181,5	8T20+8T16	41,2
3 <sup>ème</sup>	55x55	21,43	27,22	90,75	181,5	8T20+8T16	41,2
4 <sup>ème</sup>	50x50	18,71	22,5	75	150	4T20+12T16	36,68
5 <sup>ème</sup>	45x45	16,29	18,22	60,75	121,5	4T20+12T16	36,68
6 <sup>ème</sup>	45x45	13,26	18,22	60,75	121,5	4T20+12T16	36,68
7 <sup>ème</sup>	40x40	11,1	14,4	48	96	12T16	24,12
8 <sup>ème</sup>	35x35	8,98	11,025	36,75	73,5	12T16	24,12
9 <sup>ème</sup>	35x35	9,02	11,025	36,75	73,5	12T16	24,12

**TableauV.11 : Choix des armatures des poteaux.**

**V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ) (selon organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

**Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

**Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})\right)$

Fissuration très préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$

Avec :

$\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s= 201,63$  MPa.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau x	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> <sup>max</sup> (kN)	M <sub>ser</sub> <sup>corr</sup> (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
RDC	60x60	-1215,1661	2,1186	41,2	46,2	201,63	3,08	15	OK
1 <sup>er</sup>	60x60	-1055,3653	5,036	41,2	41	201,63	2,75	15	OK
2 <sup>ème</sup>	55x55	-910,5915	4,5671	41,2	41,5	201,63	2,87	15	OK
3 <sup>ème</sup>	55x55	-775,8593	6,1005	41,2	36,2	201,63	2,43	15	OK
4 <sup>ème</sup>	50x50	-646,2942	5,863	36,68	36,6	201,63	2,46	15	OK
5 <sup>ème</sup>	45x45	-525,0091	5,9083	36,68	36,5	201,63	2,47	15	OK
6 <sup>ème</sup>	45x45	-412,5206	7,5975	36,68	30,5	201,63	2,08	15	OK
7 <sup>ème</sup>	40x40	-304,2414	6,4544	24,12	30,6	201,63	2,11	15	OK
8 <sup>ème</sup>	35x35	-201,0206	5,3775	24,12	27,2	201,63	1,91	15	OK
9 <sup>ème</sup>	35x35	-104,9082	7,1448	24,12	19,6	201,63	1,43	15	OK

Tableau V.12 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M<sub>ser</sub><sup>max</sup>, N<sub>ser</sub><sup>corr</sup>)

Niveau x	Sections (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> <sup>max</sup> (kN)	N <sub>ser</sub> <sup>corr</sup> (kNm)	As (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Vérification
RDC	60x60	5,9134	-1049,9914	41,2	41,1	201,63	2,75	15	OK
1 <sup>er</sup>	60x60	-12,5448	-934,8677	41,2	38,7	201,63	2,61	15	OK
2 <sup>ème</sup>	55x55	-10,005	-800,5848	41,2	38,7	201,63	2,61	15	OK
3 <sup>ème</sup>	55x55	-13,3761	-676,8724	41,2	34,5	201,63	2,34	15	OK
4 <sup>ème</sup>	50x50	-12,3453	-557,5823	36,68	35	201,63	2,38	15	OK
5 <sup>ème</sup>	45x45	-12,0575	-447,3289	36,68	35,3	201,63	2,43	15	OK
6 <sup>ème</sup>	45x45	15,3424	-333,8114	36,68	30,2	201,63	2,11	15	OK
7 <sup>ème</sup>	40x40	13,0427	-243,0644	24,12	31,6	201,63	2,24	15	OK
8 <sup>ème</sup>	35x35	10,7154	-158,7521	24,12	29,5	201,63	2,15	15	OK
9 <sup>ème</sup>	35x35	13,6775	-81,8129	24,12	27,5	201,63	2,16	15	OK

Tableau V.13 : Vérification des contraintes pour les poteaux (M<sub>ser</sub><sup>max</sup>, N<sub>ser</sub><sup>corr</sup>)

**V.2.6. Vérification de l'effort tranchant :**

**V.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime.

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T<sub>u</sub> : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ<sub>u</sub> : Contrainte de cisaillement.

τ̄<sub>u</sub> : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte τ̄<sub>u</sub> doit être limitée aux valeurs suivantes :

• Selon le CBA 93:

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$  ..... Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa)$  ..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

• Selon le RPA 99 modifié 2003 :

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$  ..... si l'élancement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$  ..... si l'élancement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	60x60	29,6113	-0,09	15,56	0,075	1,875	2,5	OK
1 <sup>er</sup>	60x60	72,7442	-0,22	11,51	0,075	1,875	2,5	OK
2 <sup>ème</sup>	55x55	72,1224	0,26	12,57	0,075	1,875	2,5	OK
3 <sup>ème</sup>	55x55	93,3609	0,34	12,57	0,075	1,875	2,5	OK
4 <sup>ème</sup>	50x50	89,1226	0,39	13,82	0,075	1,875	2,5	OK
5 <sup>ème</sup>	45x45	76,8547	0,42	15,35	0,075	1,875	2,5	OK
6 <sup>ème</sup>	45x45	86,9007	0,47	15,35	0,075	1,875	2,5	OK
7 <sup>ème</sup>	40x40	67,4933	0,46	17,28	0,075	1,875	2,5	OK
8 <sup>ème</sup>	35x35	47,3032	0,43	19,75	0,075	1,875	2,5	OK
9 <sup>ème</sup>	35x35	55,5964	0,5	19,75	0,075	1,875	2,5	OK

Tableau V.14: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

V.2.6.2. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 modifié en 2003 ; elles sont données comme suit :

• Selon CBA93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

A<sub>t</sub> : Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.  
 $\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.  
 $\phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 modifié en 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Section d'armatures transversales.  
 $S_t$  : Espacement des armatures transversales.  
 $T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.  
 $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.  
 $h$  : Hauteur totale de la section brute.  
 $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.  
 $\rho_a = 2,5$  ..... si  $\lambda_g \geq 5$   
 $\rho_a = 3,75$  ..... si  $\lambda_g < 5$   
 $\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$  ..... Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$  ..... Zone courante (zone III).

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.  
 $L_f$  : Longueur du flambement du poteau.  
 Pour les armatures transversales  $f_e = 400\text{MPa}$  (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>t</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	60x60	8T20+8T16	20 et 16	10	15
1 <sup>er</sup>	60x60	8T20+8T16	20 et 16	10	15
2 <sup>ème</sup>	55x55	8T20+8T16	20 et 16	10	15
3 <sup>ème</sup>	55x55	8T20+8T16	20 et 16	10	15
4 <sup>ème</sup>	50x50	4T20+12T16	20et16	10	15
5 <sup>ème</sup>	45x45	4T20+12T16	20 et 16	10	15
6 <sup>ème</sup>	45x45	4T20+12T16	20 et 16	10	15
7 <sup>ème</sup>	40x40	12T16	16	10	15
8 <sup>ème</sup>	35x35	12T16	16	10	15
9 <sup>ème</sup>	35x35	12T16	16	10	15

Tableau V.15 : Espacements maximums selon RPA99.

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Niveaux	section	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	60x60	2,695	4,49	3,75	-29,6113	N	10	0,46	8T8	4,02
						C	15	0,69	8T8	4,02
1 <sup>er</sup>	60x60	1,995	3,325	3,75	-72,7442	N	10	1,13	8T8	4,02
						C	15	1,70	8T8	4,02
2 <sup>ème</sup>	55x55	1,995	3,62	3,75	72,1224	N	10	1,23	8T8	4,02
						C	15	1,84	8T8	4,02
3 <sup>ème</sup>	55x55	1,995	6,62	3,75	93,3609	N	10	1,59	8T8	4,02
						C	15	2,38	8T8	4,02
4 <sup>ème</sup>	50x50	1,995	3,99	3,75	89,1226	N	10	1,67	8T8	4,02
						C	15	2,5	8T8	4,02
5 <sup>ème</sup>	45x45	1,995	4,43	3,75	76,8547	N	10	1,6	8T8	4,02
						C	15	2,4	8T8	4,02
6 <sup>ème</sup>	45x45	1,995	4,43	3,75	86,9007	N	10	1,81	8T8	4,02
						C	15	2,71	8T8	4,02
7 <sup>ème</sup>	40x40	1,995	4,98	3,75	67,4933	N	10	1,58	8T8	4,02
						C	15	2,37	8T8	4,02
8 <sup>ème</sup>	35x35	1,995	5,7	2,5	47,3032	N	10	0,84	8T8	4,02
						C	15	1,26	8T8	4,02
9 <sup>ème</sup>	35x35	1,995	5,7	2,5	55,5964	N	10	0,99	8T8	4,02
						C	15	1,49	8T8	4,02

Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

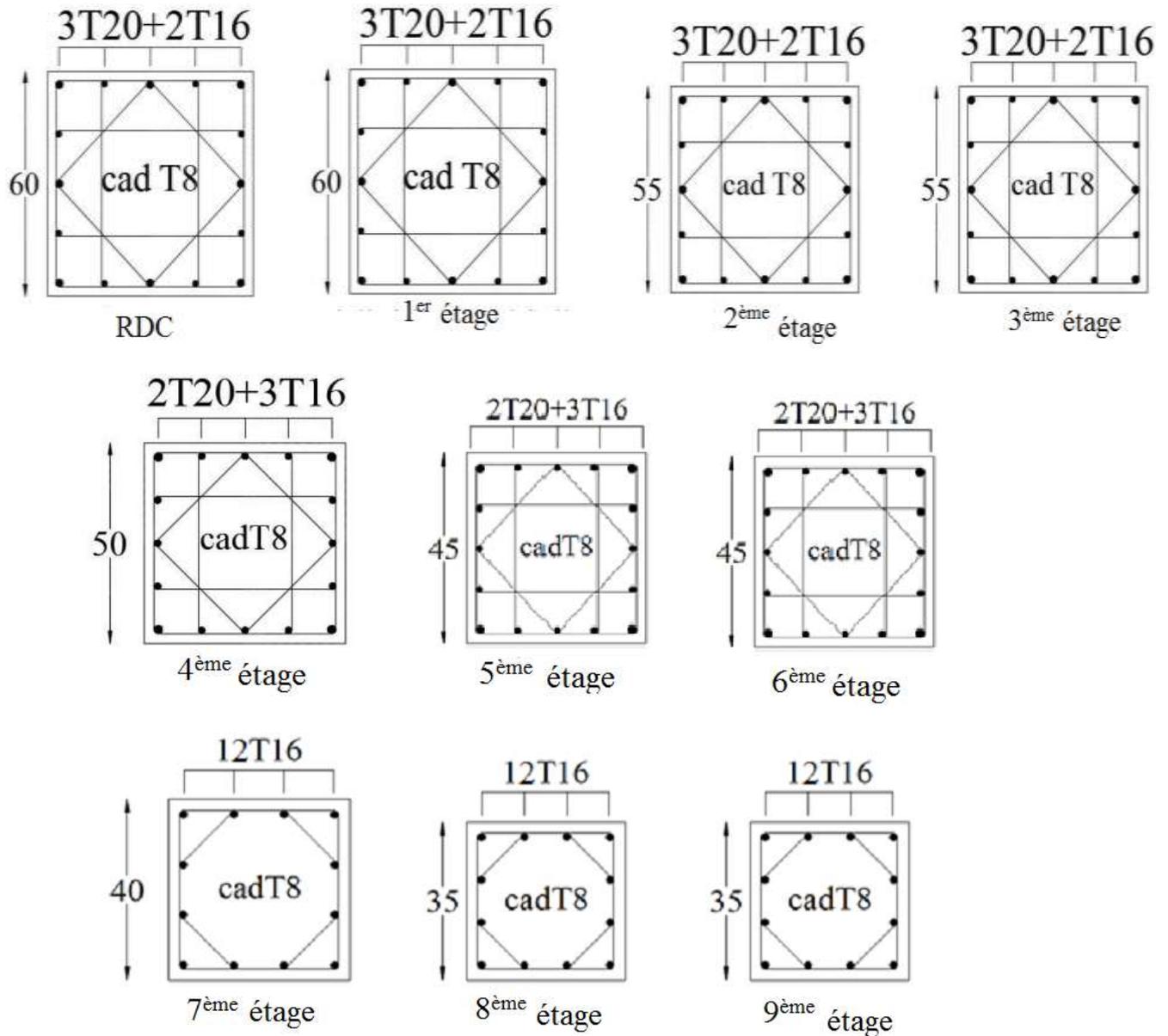
V.2.7. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_1$  en zone III.

Pour :  $\phi = 20\text{mm}$ ..... $L_r = 100\text{ cm}$

$\phi = 16\text{mm}$ ..... $L_r = 80\text{ cm}$

**V.2.8. Schémas de ferraillage des poteaux :**



**Figure V.1 : Schéma de ferraillage des poteaux.**

**V.3 : Ferraillage des poutres :**

**V.3.1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges des planchers vers les poteaux ; elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : 1,35G+1,5Q
- Situation accidentelle : G+Q±E

**V.3.2. Recommandation du RPA99 modifié en 2003 :**

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de 50Ø en zone III.
- 4- L’ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d’angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

**V.3.3. Calcul du ferrailage :**

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutres principales).
- Sens non porteur (poutres secondaires).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants ;

➤ **Sens porteur :**

- a. Situation durable (ELU):1,35G+1,5Q

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> ) (b x h)	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	35x40	Travée	23,9757	1,9
		Appui	-22,7048	1,8
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	23,5846	1,87
		Appui	-26,0591	2,07
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	27,5405	2,19
		Appui	-35,9825	2,88
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	28,4951	2,26
		Appui	-40,6884	3,27

**Tableau V.17 : Ferrailage des poutres principales (situation durable)**

- b. Situation accidentelle :G+Q+E

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> ) (b x h)	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	35x40	Travée	94,7023	7,98
		Appui	-98,7597	8,35
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	191,0054	18
		Appui	-192,8923	18,23
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	217,7325	21,37
		Appui	-219,4473	21,6

7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	211,4617	20,55
		Appui	-213,0801	20,76

**Tableau V.18 : Ferraillage des poutres principales (situation accidentelle)**

c. Situation accidentelle :0,8G+E

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> ) (b x h)	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	35x40	Travée	94,2961	7,94
		Appui	-96,2983	8,13
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	189,5633	17,83
		Appui	-190,9077	17,99
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	215,6183	21,09
		Appui	-216,7809	21,25
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	208,8812	20,22
		Appui	-209,8973	20,35

**Tableau V.19 : Ferraillage des poutres principales (situation accidentelle)**

➤ **Sens non porteur :**

a. Situation durable (ELU):1,35G + 1,5Q

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> ) (b x h)	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	35x40	Travée	63,0665	5,16
		Appui	-80,8764	6,73
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	47,2386	3,81
		Appui	-67,2897	5,53
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	47,8604	3,86
		Appui	-74,2827	6,14
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	51,9956	4,21
		Appui	-83,0312	6,92

**Tableau V.20 : Ferraillage des poutres principales (situation durable)**

b. Situation accidentelle :G+Q+E

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> ) (b x h)	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	35x40	Travée	63,0665	5,16
		Appui	-80,8764	6,73
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	121,2186	10,49
		Appui	-150,6758	13,48
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	119,1282	10,29
		Appui	-162,1433	14,71
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	88,3119	7,4
		Appui	-147,8073	13,18

**Tableau V.21 : Ferraillage des poutres principales (situation accidentelle)**

c. Situation accidentelle :0,8G+E

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> ) (b x h)	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	35x40	Travée	64,8655	5,32
		Appui	-76,9774	6,38
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	120,8704	10,46
		Appui	-143,7928	12,76
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	119,372	10,31
		Appui	-152,5659	13,68
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	92,7064	7,8
		Appui	-136,5301	12,02

**Tableau V.22 : Ferraillage des poutres principales (situation accidentelle)**

➤ **Poutre de chaînage :**

a. Situation durable (ELU):1,35G + 1,5Q

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> ) (b x h)	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	35x40	Travée	19,7551	1,56
		Appui	-27,7381	2,2
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	19,8166	1,56
		Appui	-31,3993	2,5
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	19,8747	1,57
		Appui	-34,2943	2,74
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	19,8647	1,57
		Appui	-36,0471	2,88

**Tableau V.23 : Ferraillage des poutres principales (situation durable)**

b. Situation accidentelle :G+Q+E

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> ) (b x h)	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	35x40	Travée	17,6857	1,39
		Appui	-43,5628	3,5
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	23,8427	1,89
		Appui	-62,3931	5,1
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	23,1996	1,84
		Appui	-63,546	5,2
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	20,8548	1,65
		Appui	-57,0034	4,64

**Tableau V.24 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)**

c. Situation accidentelle : 0,8G+E

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> ) (b x h)	Position	M <sup>max</sup> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC	35x40	Travée	15,2795	1,2
		Appui	-37,0972	2,97
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	24,7074	1,96
		Appui	-55,0292	4,47
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	24,2001	1,92
		Appui	-55,5408	4,51
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	18,3752	1,45
		Appui	-48,8594	3,95

**Tableau V.25 : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle)**

**V.3.4. Choix des armatures :**

Le ferrailage final adopté est donné par le tableau suivant :

**1. Sens porteur :**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	35x40	Travée	56	84	7	7,98	6T14	9,24
		Appui				8,35	6T14	9,24
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	56	874	7	18	4T20+4T14	20,61
		Appui				18,23	4T20+4T14	20,61
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	56	84	7	21,37	8T20	25,13
		Appui				21,6	8T20	25,13
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	56	84	7	20,55	8T20	25,13
		Appui				20,76	8T20	25,13

**Tableau V.26 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.**

**2. Sens non porteur :**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	35x40	Travée	56	84	7	5,32	3T16+2T12	8,29
		Appui				6,73	3T16+2T12	8,29
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	56	874	7	10,49	4T16+2T14	11,12
		Appui				13,48	4T16+4T14	14,2
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	56	84	7	10,31	4T16+2T14	11,12

		Appui				14,71	8T16	16,08
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	56	84	7	7,8	6T14	9,24
		Appui				13,18	4T16+4T14	14,2

Tableau V.27 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses.

3. Poutre de chaînage :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZC) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (ZR) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>sRPA</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC	35x40	Travée	56	84	7	1,56	3T16+2T12	8,29
		Appui				3,5	3T16+2T12	8,29
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	56	874	7	1,96	3T16+2T12	8,29
		Appui				5,1	3T16+2T12	8,29
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	56	84	7	1,92	3T16+2T12	8,29
		Appui				5,2	3T16+2T12	8,29
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35x40	Travée	56	84	7	1,65	3T16+2T12	8,29
		Appui				4,64	3T16+2T12	8,29

Tableau V.28 : Choix des armatures pour les poutres de chaînages.

V.3.5. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} [1]$$

Avec : f<sub>t28</sub>=2,1MPa ; f<sub>e</sub>=400MPa.

Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
35x40	8,29	1,52	Vérifiée

Tableau V.29 : Vérification de la condition de non fragilité

V.3.5. Vérification visà vis de l'ELS :

1. Sens porteur :

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	17,4916	9,24	1,95	15	57,3	201,67	Oui
	Appui	-16,5681	9,24	1,85		54,2		
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	Travée	17,2077	20,61	1,45	15	26,2	201,67	Oui
	Appui	-19,0138	20,61	1,61		28,9		
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	Travée	19,9943	25,13	1,53	15	25	201,67	Oui
	Appui	-26,1867	25,13	2,01		32,8		
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	Travée	20,6934	25,13	1,59	15	25,9	201,67	Oui
	Appui	-29,6235	25,13	2,27		37,1		

Tableau V.30 : Vérification des poutres principales à l'ELS

2. Sens non porteur :

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	34,2313	8,29	3,95	15	124,3	201,67	Oui
	Appui	-46,0651	8,29	5,32		167,3		
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	Travée	34,2948	11,12	3,45	15	93,6	201,67	Oui
	Appui	-48,8572	14,2	4,57		105,7		
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	Travée	34,7451	11,12	3,49	15	94,9	201,67	Oui
	Appui	-53,9356	16,08	4,87		103,7		
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	Travée	38,0261	9,24	4,24	15	124,5	201,67	Oui
	Appui	-60,7134	14,2	5,68		131,6		

Tableau V.31 : Vérification des poutres principales à l'ELS.

3. Poutre de chaînage :

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	14,3822	8,29	1,66	15	52,2	201,67	Oui
	Appui	-20,2101	8,29	2,33		73,4		
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	Travée	14,4271	8,29	1,66	15	52,4	201,67	Oui
	Appui	-22,8713	8,29	2,64		83,1		
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	Travée	14,4704	8,29	1,67	15	52,6	201,67	Oui
	Appui	-24,9787	8,29	2,88		90,7		
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	Travée	14,4673	8,29	1,67	15	52,5	201,67	Oui
	Appui	-26,2599	8,29	3,03		95,4		

Tableau V.32 : Vérification des poutres principales à l'ELS.

V.3.6 : Vérification thermique :

Le règlement CBA93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots\dots(1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots\dots\dots(2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique, son expression est :

$$\sigma = E. \zeta \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E. \alpha. \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

$\Delta T$  : Variation de la température ( $\Delta T = 15^\circ C$ ).

$\alpha$  : Coefficient de dilatation thermique ( $\alpha = 10^{-5}$ )

$l_0$  : Longueur de la poutre.

$\sigma$  : Contrainte thermique.

E : Module de Young ( $E = 32164,20 \text{ MPa}$ ).

Donc :

$$\sigma = 32164,20 \cdot 10^{-5} \cdot 15 = 4,82 \text{ MPa}$$

**Remarque :**

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extrémité (poutres de rives), les plus exposées à la variation de température.

**1. Poutre de rive porteuse (35x40) :**

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Véri_fié
RDC	Travée	9,2855	9,24	5,85	15	30,4	201,67	Oui
	Appui	-16,2183	9,24	6,63		53,1		
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	Travée	5,2084	20,61	5,26	15	7,92	201,67	Oui
	Appui	-8,6272	20,61	5,55		13,1		
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	Travée	6,843	25,13	5,34	15	8,56	201,67	Oui
	Appui	-10,5599	25,13	5,63		13,2		
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	Travée	8,6037	25,13	5,48	15	10,8	201,67	Oui
	Appui	-12,5193	25,13	5,78		15,7		

**Tableau V.33 : Vérification thermique des poutres de rive à l'ELS**

**2. Poutre de rive non porteuse (35x40) :**

Niveaux	Position	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc} + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Véri_fié
RDC	Travée	18,0531	8,29	6,9	15	65,6	201,67	Oui
	Appui	-22,2985	8,29	7,39		81		
1 <sup>ème</sup> , 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	Travée	11,4717	11,12	5,97	15	31,3	201,67	Oui
	Appui	-15,1582	14,2	6,24		32,8		
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	Travée	11,896	11,12	6,02	15	32,5	201,67	Oui
	Appui	-16,1925	16,08	6,28		31,1		
7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	Travée	13,7239	9,24	6,35	15	44,9	201,67	Oui

	Appui	-17,3699	14,2	6,45		37,6		
--	-------	----------	------	------	--	------	--	--

Tableau V.34 : Vérification thermique des poutres de rive à l'ELS

**V.3.7. Vérification de l'effort tranchant :****Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

**1. sens porteur :**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC	35x40	-79,4955	0,63	2,5	OK
1	35x40	113,9172	0,9	2,5	OK
2	35x40	141,3961	1,12	2,5	OK
3	35x40	157,9341	1,25	2,5	OK
4	35x40	168,6121	1,33	2,5	OK
5	35x40	172,6962	1,37	2,5	OK
6	35x40	171,0804	1,35	2,5	OK
7	35x40	164,842	1,3	2,5	OK
8	35x40	159,4547	1,26	2,5	OK
9	35x40	143,1297	1,13	2,5	OK

Tableau V.35 : Vérification de la contrainte de cisaillement

**2. Sens non porteur :**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC	35x40	-110,0991	0,87	2,5	OK
1	35x40	-141,6742	1,12	2,5	OK
2	35x40	-162,3709	1,28	2,5	OK
3	35x40	-173,1597	1,37	2,5	OK
4	35x40	-173,3857	1,37	2,5	OK
5	35x40	-172,2282	1,36	2,5	OK
6	35x40	-165,8027	1,31	2,5	OK
7	35x40	-149,8252	1,18	2,5	OK
8	35x40	-139,6329	1,10	2,5	OK
9	35x40	-119,273	0,94	2,5	OK

Tableau V.36 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

### 3. Poutre de chaînage :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
RDC	35x40	39,0315	0,31	2,5	OK
1	35x40	41,9198	0,33	2,5	OK
2	35x40	44,7042	0,35	2,5	OK
3	35x40	46,089	0,36	2,5	OK
4	35x40	46,2984	0,36	2,5	OK
5	35x40	46,374	0,37	2,5	OK
6	35x40	45,5761	0,36	2,5	OK
7	35x40	43,6626	0,34	2,5	OK
8	35x40	42,8327	0,33	2,5	OK
9	35x40	41,6001	0,33	2,5	OK

Tableau V.37 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

#### V.3.8. Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, on pourra se dispenser du calcul de la flèche

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M}$$

$$3- \frac{As}{(b \times d)} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

Où : L = portée de la poutre

h = hauteur de la section

#### Calcul de la flèche :

##### D'après CBA 93 :

On doit vérifier :  $\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$  [4]

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} \quad \text{Si } L > 5,00 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5,00 \text{ m}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

Si  $\mu < 0$  on prend  $\mu = 0$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Cas	section	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ
PP	35x40	-29,6235	25,13	0,0199	32,74	1,055	0,42	0,22
P.N.P	35x40	-60,7134	14,2	0,011	118,76	1,9	0,76	0,49
P.CH	35x40	-26,2599	8,29	0,0065	8,8	3,23	1,29	0,16

I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>i</sub> (mm)	f <sub>v</sub> (mm)	Δf (mm)	f <sub>adm</sub> (mm)	vérification
283165,86	252806,14	259214,44	1,02	2,96	1,94	5,8	Vérifiée
241194,66	137397,26	175746,61	3,71	8,63	4,92	5,7	Vérifiée
218500,26	158458,79	181117,59	0,21	2,42	2,21	8,5	vérifiée

Tableau V.38 : Calcul et vérification de la flèche des poutres.

**V.3.9.Calcul des armatures transversales :**

L’acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et de nuance FeE40 (f<sub>e</sub>=400MPa).

- **Selon le CBA 93:**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad K = 1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA 99 modifie en 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zonenodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,14\text{cm}$$

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

Section	Section	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA99		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix
				S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm) ZN	S <sub>t</sub> (cm) ZC	ZN	ZC		
PP	35x40	172,6962	1,37	36	10	20	10	20	1,05	4T8
PNP	35x40	-173,3857	1,37	36	10	20	10	20	1,05	4T8
P.CH	35x40	46,374	0,37	36	10	20	10	20	1,05	4T8

Tableau V.39 : Calcul des armatures transversales.

**V.3.10. Recouvrement des armatures longitudinales :**

L<sub>r</sub>=50∅ (zone III).

L<sub>r</sub> : Longueur de recouvrement.

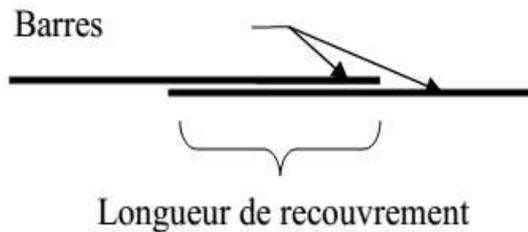


Figure V.2 : Longueur de recouvrement.

On a :

- ∅=20mm.....L<sub>r</sub>=100cm
- ∅=16mm.....L<sub>r</sub>=80cm
- ∅=14mm.....L<sub>r</sub>=70cm
- ∅=12mm.....L<sub>r</sub>=60cm

**V.3.11. arrêt des barres :**

Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :  $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : L=Max(L<sub>gauche</sub> ; L<sub>droite</sub>).

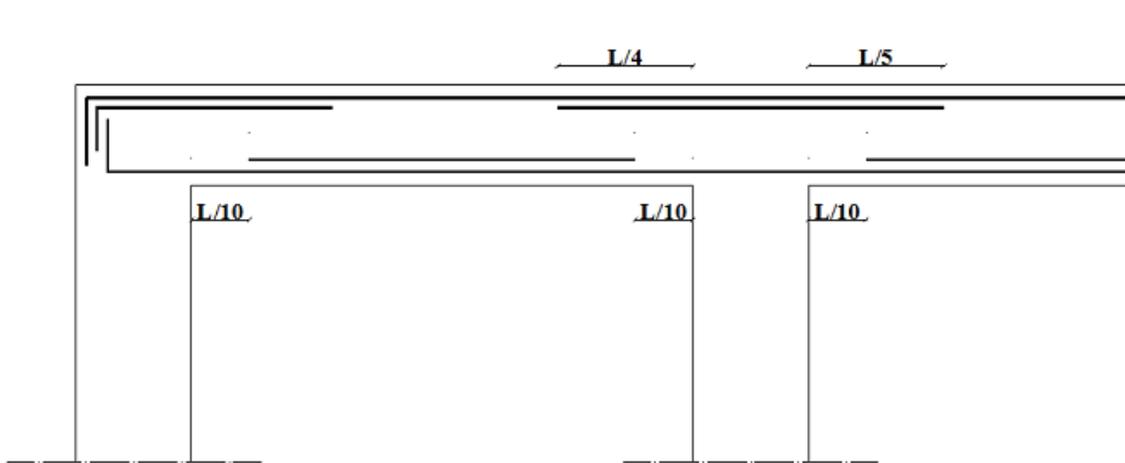


Figure V.3 : Arrêt des barres.

**V.3.12 Armature de peaux :**

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins  $3\text{cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

Pour les poutres dépassant une hauteur de « ha » avec :

$$ha \geq 2 \left( 80 - \frac{f_e}{10} \right) \rightarrow ha \geq 80 \text{ cm.}$$

On a :  $h = 40\text{cm} < 80\text{cm}$ .

Donc on n'a pas besoin de calculer les armatures de peaux.

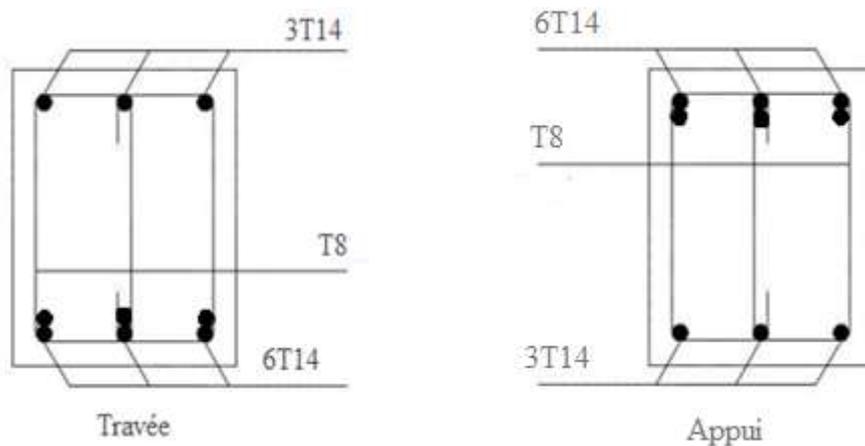


Figure V.4 : Schéma du ferraillage de poutre principale au niveau du RDC.

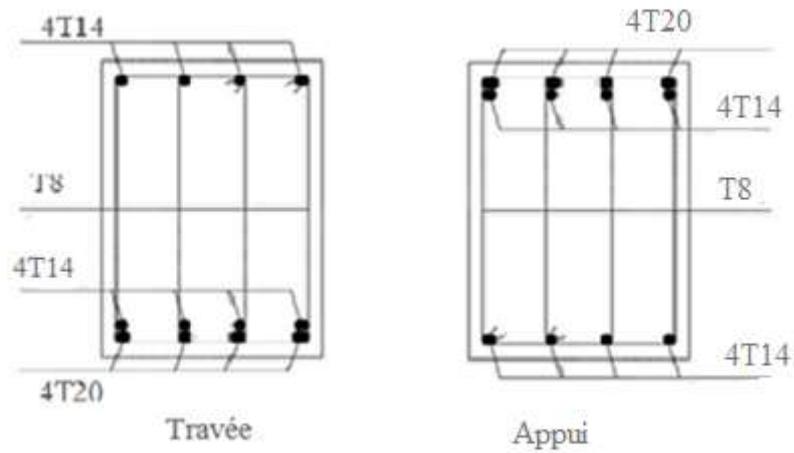


Figure V.5 : Schéma du ferraillage de poutre principale niveaux 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>,3<sup>ème</sup> étage.

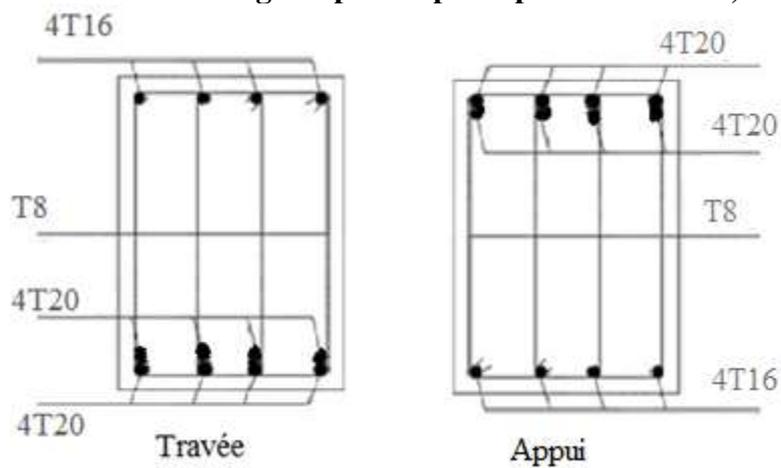


Figure V.6 : Schéma de ferraillage de poutre principale niveaux 4<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage.

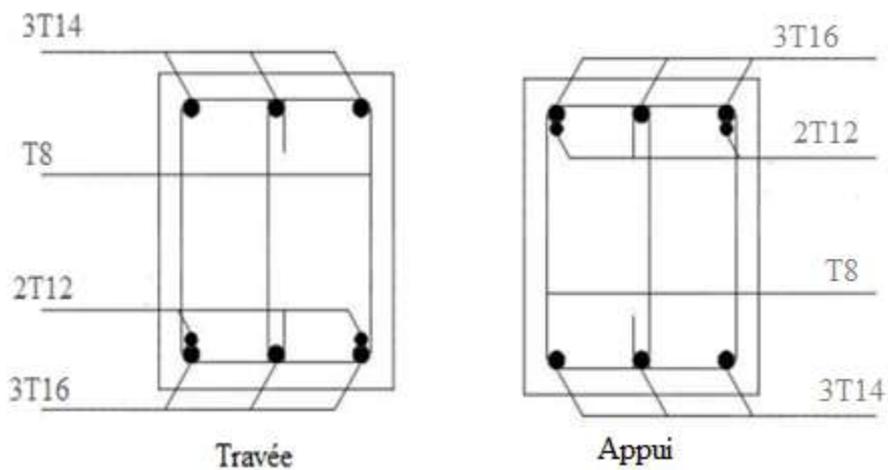


Figure V.7 : Schéma de ferraillage de poutre secondaire au niveau du RDC.

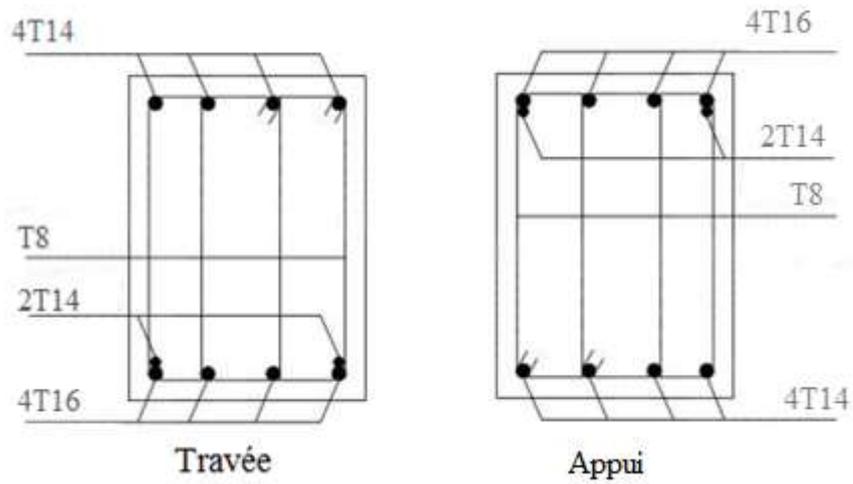


Figure V.8 : Schéma du ferraillage de poutre secondaire niveaux 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage.

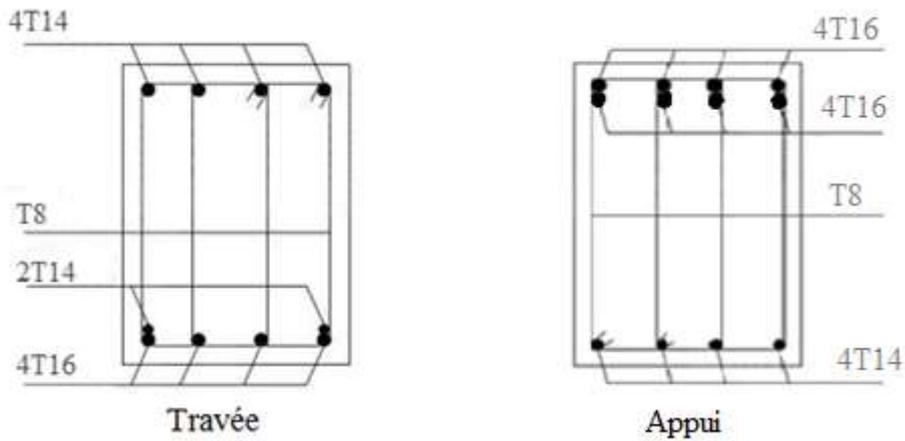


Figure V.9 : Schéma du ferraillage de poutre secondaire niveaux 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup> étage.

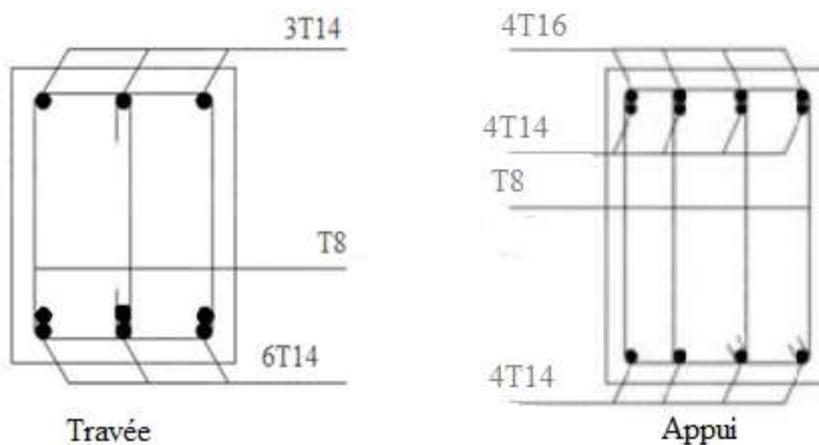


Figure V.10 : Schéma du ferraillage de poutre secondaire niveaux 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> étage.

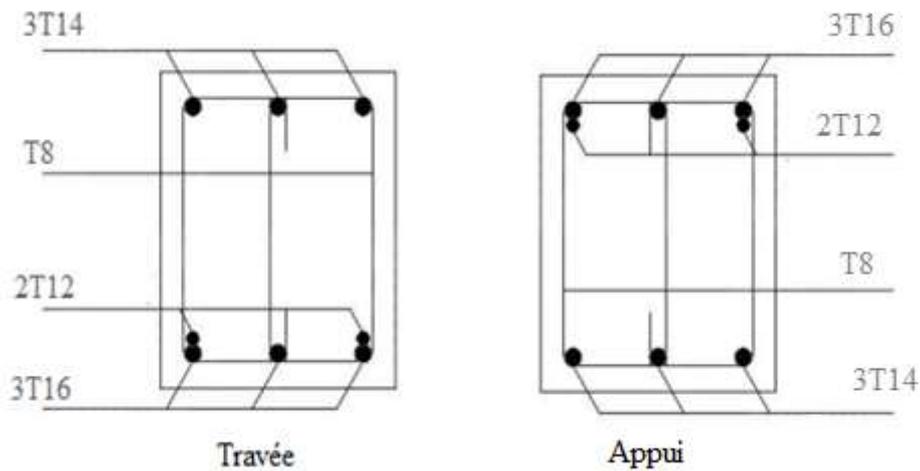


Figure V.11 : Schéma du ferrailage de poutre de chaînage dans tous les niveaux.

#### V.4. Ferrailage des voiles :

##### V.4.1. Introduction :

Le voile est sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

##### V.4.2. Recommandation du RPA99/2003 :

Les voiles comportent des :

###### a. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

$l_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : Épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement :  $St < e$  ( $e$  : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

###### b. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants,

Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi_i$ .

###### c. Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

###### d. Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } V = 1,4Vu$$

**e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0,15\% b \times h \rightarrow$  dans la section globale de voile.

$A_{min} = 0,10\% b \times h \rightarrow$  dans la zone courante.

En zone courante (non tendue) 0.10%.

**f. L'espacement :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $m^2$ .

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

**g. Longueurs de recouvrement :**

- $40\emptyset$ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

**V.4.3. Le ferrailage :**

• **Ferrailage longitudinal :**

On utilise la méthode de NAVIER/

$$\sigma_{c,t} = \frac{N}{A} \pm \frac{My}{I}$$

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant du voile.

A : Section transversale du voile.

y : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

$$L_t = \frac{\sigma_{min} + L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

$L_t$  : la longueur de la partie tendue.

On distingue trois cas :

1er cas :  $(\sigma_c, \sigma_t) > 0 \rightarrow$  La section du voile est entièrement comprimée.

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A.

$A_{min} = 0,20\% e \times L$

2ème cas :  $(\sigma_c, \sigma_t) < 0 \rightarrow$  La section du voile est entièrement tendue.

La section d'armature verticale est de :  $A_v = \frac{T \cdot x_s}{f_e}$  avec :  $T = 0,5 \cdot \sigma_{min} \cdot L_t \cdot b$

On compare  $A_v$  avec la section minimale :

Si :  $A_v \leq A_{min} = 0,15\% e \times L$  On ferraille avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{min}$  On ferraille avec  $A_v$ .

3ème cas : (  $\sigma_c$  ,  $\sigma_t$  ) sont de signes opposés → La section du voile est partiellement comprimée.

Pour une face :  $A_{face} = A_{cal}/(2.Lt)$   
 $S_t \leq \min ( 1,5e ; 30cm )$

• **Ferrailage horizontal :**

$$\tau = \frac{1,4.V}{e,0,9.h} \leq \bar{\tau}$$

$\tau = \min(0,2.f_{c28} ; 5MPa) = 5MPa.$

Selon CBA 93 :

$$A_{BAEL} = \frac{\tau \cdot S_t \cdot e}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Selon R.P.A :

$\tau \leq 0,025 \times f_{c28}$      $A_t \geq 0,15\% e \times L$   
 $\tau > 0,025 \times f_{c28}$      $A_t \geq 0,25\% e \times L$

**V.4.4 : Présentation des résultats pour le ferrailage des voiles :**

Les valeurs des contraintes dans les voiles données dans les tableaux ci-après correspondent à la combinaison de charge G+ Q + Ey.

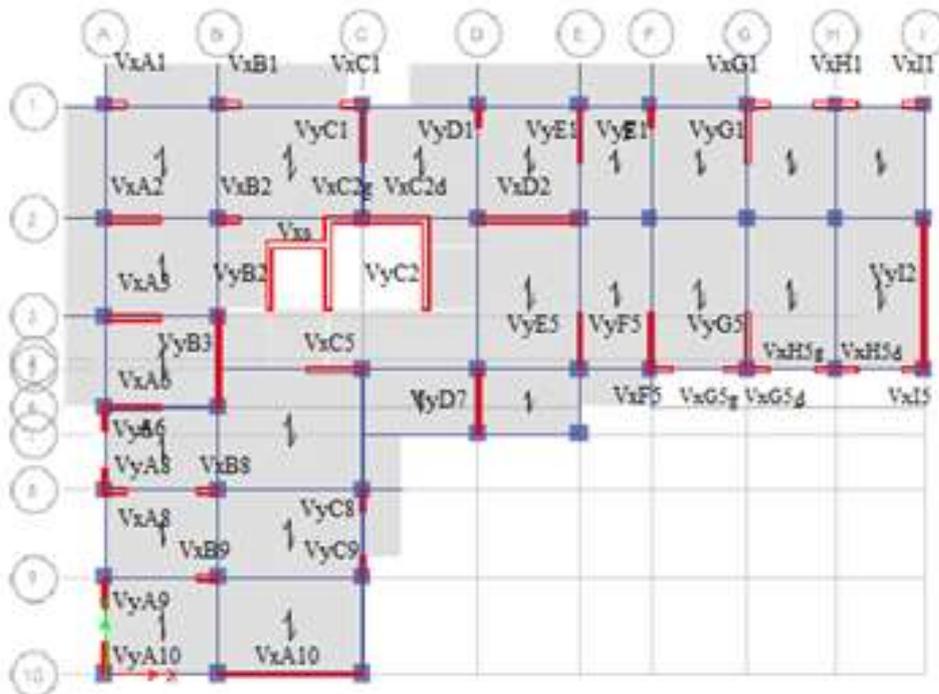


Figure V.12 : Schéma de répartition des voiles.

Les voiles suivants seront ferraillées les mêmes par ce qu'ils ont une même section.

**Suivant x-x :**

$$V_{xA1} = V_{xA8} = V_{xB8} = V_{xB9} = V_{xB1} = V_{xC1} = V_{xB2} = V_{xF5} = V_{xG5g} = V_{xG5d} = V_{xH5g} = V_{xH5d} = V_{xI5}$$

$$V_{xA2} = V_{xA6} = V_{xA3}$$

**Suivant y-y :**

$$V_{yA6} = V_{yA8} = V_{yC8} = V_{yC9} = V_{yD1} = V_{yF1}$$

$$V_{yE1} = V_{yG1} = V_{yE5} = V_{yF5} = V_{yG5}$$

- **Ferraillage longitudinale :**

**Suivant x-x :**

Voile	V <sub>xA1</sub>	V <sub>xA2</sub>	V <sub>xA10</sub>	V <sub>xD2</sub>	V <sub>xC2g</sub>	V <sub>xC2d</sub>
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC
L(m)	0,8	2	5,2	3,7	1,25	2,28
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I(m <sup>4</sup> )	0,00853333	0,13333333	2,34346667	0,84421667	0,03255208	0,1975392
S(m <sup>2</sup> )	0,16	0,4	1,04	0,74	0,25	0,456
Y(m)	0,4	1	2,6	1,85	0,625	1,14
M(KN.m)	188,7042	2970,4975	9248,0551	5158,005	1131,2341	186,7349
N(KN)	640,2722	3313,0735	1787,8425	2364,6341	725,3455	536,5351
σ <sub>b</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-4843,80813	-13996,0475	-8541,33683	-8107,70045	-18818,3127	98,9637465
σ <sub>a</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	12847,2106	30561,415	11979,4955	14498,6034	24621,0767	2254,26038
Lt(m)	0,21904033	0,62822462	2,16438353	1,32699675	0,54151062	0,09588434
T(KN)	106,098931	879,266164	1848,67288	1075,88921	1019,03163	0,94890735
AS <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,05034426	25,2789022	53,1493453	30,9318148	29,2971593	0,02728109
AS <sub>rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,8761613	2,51289848	8,65753413	5,30798698	2,1660425	0,38353736
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,4	6	15,6	11,1	3,75	6,84
A <sub>vmax</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,05034426	25,2789022	53,1493453	30,9318148	29,2971593	6,84
A <sub>vmax</sub> (ML/lit)	6,96297418	20,1193183	12,2781717	11,6548194	27,0513245	35,6679724
A <sub>v</sub> /lit	5,57037934	40,2386366	63,8464928	43,1228318	33,8141557	81,3229772
barre courant	4T12	10T20	26T16	11T20	10T16	12T25
barre about	4T8	4T16	8T12	8T12	6T16	8T20
St <sub>courant</sub> (cm)	20	16	16	27	10	15
St <sub>about</sub> (cm)	4	10	13	9	4	6
A <sub>v</sub> adopté/lit(cm <sup>2</sup> )	6,53	39,46	61,32	43,61	32,17	84,04

**Tableau. V.40. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau du RdC.**

Voile	V <sub>xA1</sub>	V <sub>xA2</sub>	V <sub>xA10</sub>	V <sub>xD2</sub>	V <sub>xC2g</sub>	V <sub>xC2d</sub>
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	0,8	2	5,2	3,7	1,25	2,28
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I(m <sup>4</sup> )	0,008533333	0,133333333	2,34346667	0,84421667	0,03255208	0,1975392
S(m <sup>2</sup> )	0,16	0,4	1,04	0,74	0,25	0,456
Y(m)	0,4	1	2,6	1,85	0,625	1,14
M(KN.m)	413,4066	864,3695	7100,2377	5414,5234	1100,2533	5402,6081
N(KN)	445,4163	947,035	1472,8821	1898,4427	4323,8845	1000,2589
σ <sub>b</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-16594,5825	-4115,18375	-6461,24987	-9299,81827	-3829,32536	-28984,936
σ <sub>a</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	22162,2863	8850,35875	9293,71544	14430,7445	38420,4014	33372,0365
Lt(m)	0,34253711	0,63478775	2,13256574	1,45000049	0,11329438	1,05979575
T(KN)	568,426041	261,226822	1377,90401	1348,4741	43,3841052	3071,81119
A <sub>S cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	16,3422487	7,51027112	39,6147404	38,7686305	1,24729302	88,3145717
A <sub>S rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,37014846	2,53915098	8,53026297	5,80000196	0,45317753	4,23918298
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,4	6	15,6	11,1	3,75	6,84
A <sub>V max</sub> (cm <sup>2</sup> )	16,3422487	7,51027112	39,6147404	38,7686305	3,75	88,3145717
A <sub>V max</sub> (ML/lit)	23,8547123	5,91557664	9,28804668	13,3684888	16,5498055	
A <sub>v /lit</sub>	19,0837699	11,8311533	48,2978428	49,4634084	20,6872569	94,9981279
barre courant	4T20	10T10	26T14	11T20	10T14	20T20
barre about	4T16	4T10	8T12	8T16	6T12	6T25
St courant (cm)	16	16	16	27	10	5
S <sub>tabout</sub> (cm)	10	10	13	9	4	4
A <sub>v</sub> adopté/lit(cm <sup>2</sup> )	20,61	10,99	49,08	50,64	22,18	92,28

Tableau. V.41. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage.

Voile	V <sub>xA1</sub>	V <sub>xA2</sub>	V <sub>xA10</sub>	V <sub>xD2</sub>	V <sub>xC2g</sub>	V <sub>xC2d</sub>
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	0,8	2	5,2	3,7	1,25	2,28
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I(m <sup>4</sup> )	0,0085333 3	0,133333 33	2,34346667	0,8442166 7	0,03255208	0,1975392
S(m <sup>2</sup> )	0,16	0,4	1,04	0,74	0,25	0,456
Y(m)	0,4	1	2,6	1,85	0,625	1,14
M(KN.m)	396,2936	571,4041	1979,0378	3192,386	1603,8658	3552,9278
N(KN)	316,2148	729,0739	985,9734	1264,9664	311,5729	689,6754
σ <sub>b</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-16599,92	-2462,846	-1247,62669	-5286,3186	-29547,9318	-18991,5232
σ <sub>a</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	20552,605	6108,2155	3143,72938	8705,1467 1	32040,515	22016,4154
Lt(m)	0,3574437	0,5746886 8	1,47737024	1,3979507 1	0,59970525	1,05590953
T(KN)	593,353682	141,53697 1	184,320654	739,00128 2	1772,00497	2005,33303
AS <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	17,0589184	4,0691879 2	5,2992188	21,246286 9	50,945143	57,6533246
AS <sub>rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,4297748	2,2987547 1	5,90948096	5,5918028 3	2,39882099	4,2236381
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,4	6	15,6	11,1	3,75	6,84
A <sub>vmax</sub> (cm <sup>2</sup> )	17,0589184	6	15,6	21,246286 9	50,945143	57,6533246
A <sub>vmax</sub> (ML/lit)	23,862385	5,2202176 9	5,27965149	7,5990829 8	42,4751519	27,3003147
A <sub>v</sub> /lit	19,089908	10,440435 4	27,4541878	28,116607	53,0939399	62,2447174
barre courant	4T20	10T10	16T12	11T14	10T20	12T20
barre about	4T16	4T10	8T12	8T14	6T20	8T20
St <sub>courant</sub> (cm)	16	16	26	27	10	15
S <sub>tabout</sub> (cm)	10	10	13	9	4	6
A <sub>v</sub> adopté/lit(cm <sup>2</sup> )	20,61	10,99	27,15	29,24	50,27	62,83

Tableau. V.42. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 4<sup>er</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>.

Voile	V <sub>xA1</sub>	V <sub>xA2</sub>	V <sub>xA10</sub>	V <sub>xD2</sub>	V <sub>xC2g</sub>	V <sub>xC2d</sub>
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	0,8	2	5,2	3,7	1,25	2,28
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I(m <sup>4</sup> )	0,00853333	0,13333333	2,34346667	0,84421667	0,03255208	0,1975392
S(m <sup>2</sup> )	0,16	0,4	1,04	0,74	0,25	0,456
Y(m)	0,4	1	2,6	1,85	0,625	1,14
M(KN.m)	408,657	191,2956	2701,7474	1038,5738	377,5124	396,4443
N(KN)	155,0884	296,7195	379,243	436,1727	123,1044	407,6491
$\sigma_b$ (KN/m <sup>2</sup> )	-18186,4944	-692,91825	-2632,84408	-1686,48788	-6755,82048	-1393,91529
$\sigma_a$ (KN/m <sup>2</sup> )	20125,0994	2176,51575	3362,15754	2865,33301	7740,65568	3181,84994
Lt(m)	0,3797596	0,48296511	2,28370067	1,37088108	0,58253989	0,69455636
T(KN)	690,649582	33,4655337	601,26278	231,197433	393,553491	96,8152739
AS <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	19,8561755	0,96213409	17,2863049	6,64692619	11,3146629	2,78343912
AS <sub>rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,5190384	1,93186043	9,13480268	5,48352433	2,33015955	2,77822546
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,4	6	15,6	11,1	3,75	6,84
A <sub>Vmax</sub> (cm <sup>2</sup> )	19,8561755	6	17,2863049	11,1	11,3146629	6,84
A <sub>v max</sub> (ML/lit)	26,1430857	6,21162886	3,78471337	4,0484912	9,71149194	4,92400642
A <sub>v</sub> /lit	20,9144685	12,4232577	19,6805095	14,9794174	12,1393649	11,2267346
barre courant	4T20	10T10	14T12	11T10	10T10	12T8
barre about	4T16	4T12	8T10	8T10	6T10	8T10
St <sub>courant</sub> (cm)	16	16	32	27	10	15
S <sub>tabout</sub> (cm)	10	10	26	9	4	6
A <sub>v</sub> adopté/lit(cm <sup>2</sup> )	20,61	12,37	20,98	14,92	12,56	12,31

Tableau. V.43. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau de 7<sup>er</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup>.

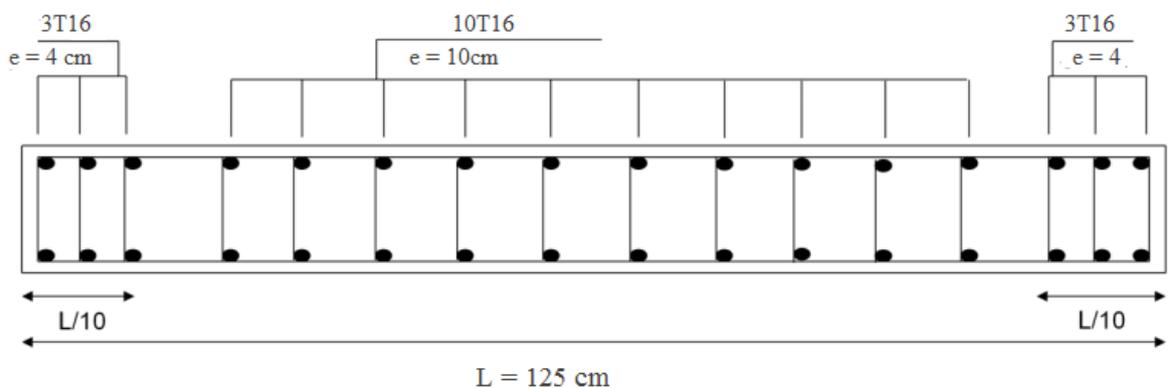


Figure V.13 : Schéma de ferrailage de voile V<sub>xC2g</sub> au niveau du RDC.

Suivant y-y :

Voile	V <sub>yA6</sub>	V <sub>yA9</sub>	V <sub>yB3</sub>	V <sub>yE1</sub>	V <sub>yD7</sub>	V <sub>yI2</sub>
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	0,8	1,09	3,15	2	2,25	5,3
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I(m <sup>4</sup> )	0,0085333 3	0,0215838 2	0,5209312 5	0,1333333 3	0,1898437 5	2,4812833 3
S(m <sup>2</sup> )	0,16	0,218	0,63	0,4	0,45	1,06
Y(m)	0,4	0,545	1,575	1	1,125	2,65
M(KN.m)	398,7419	639,9571	5171,9726	990,4351	1596,7547	8438,4086
N(KN)	442,2761	611,7733	915,6244	1636,4201	1101,9908	2405,6136
σ <sub>b</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-15926,8009	- 13352,87 31	- 14183,7333	-3337,213	- 7013,38163	- 6742,73754
σ <sub>a</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	21455,2522	18965,47 22	17090,4774	11519,3135	11911,1185	11281,6311
Lt(m)	0,34084379	0,450352 01	1,42861351	0,44925885	0,83384547	1,98267743
T(KN)	542,855123	601,3493 2	2026,3073	149,927247	584,807648	1336,86736
AS <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	15,6070848	17,28879 3	58,2563348	4,31040836	16,8132199	38,4349365
AS <sub>rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,36337517	1,801408 03	5,71445403	1,7970354	3,33538187	7,93070973
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,4	3,27	9,45	6	6,75	15,9
AV <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	15,6070848	17,28879 3	58,2563348	6	16,8132199	38,4349365
A <sub>v max</sub> (ML/lit)	22,8947763	19,19475 51	20,3891166	6,67766479	10,0817361	9,69268522
A <sub>v</sub> /lit	18,3158211	20,92228 3	64,2257174	13,3553296	22,6839062	51,3712317
barre courant	4T20	15T12	14T20	10T10	12T12	21T14
barre about	4T16	4T12	8T16	4T12	8T12	12T14
St <sub>courant</sub> (cm)	16	6	18	16	15	20
S <sub>tabout</sub> (cm)	10	5	8	10	6	9
A <sub>v</sub> adopté/lit(cm <sup>2</sup> )	20,61	21,48	60,06	12,37	22,62	50,8

Tableau. V.44. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau du RDC.

Voile	V <sub>yA6</sub>	V <sub>yA9</sub>	V <sub>yB3</sub>	V <sub>yE1</sub>	V <sub>yD7</sub>	V <sub>yI2</sub>
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	0,8	1,09	3,15	2	2,25	5,3
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I(m <sup>4</sup> )	0,0085333 3	0,0215838 2	0,5209312 5	0,1333333 3	0,1898437 5	2,4812833 3
S(m <sup>2</sup> )	0,16	0,218	0,63	0,4	0,45	1,06
Y(m)	0,4	0,545	1,575	1	1,125	2,65
M(KN.m)	1111,9765	2035,3371	3854,4787	1051,4512	1337,0824	8451,4066
N(KN)	432,3165	1539,6335	2698,4744	1066,9003	905,8278	1832,2312
σ <sub>b</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	- 49421,9203	- 44330,5365	- 7370,45998	- 5218,63325	- 5910,50059	- 7297,54614
σ <sub>a</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	54825,8766	58455,6145	15937,0454	10553,1348	9936,40193	10754,5861
Lt(m)	0,37926496	0,47010501	0,99611471	0,66176896	0,83919405	2,14251668
T(KN)	1874,40025	2084,00074	734,182361	345,35295	496,005694	1563,51143
A <sub>S cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	53,8890072	59,9150213	21,1077429	9,9288973	14,2601637	44,9509538
A <sub>S rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,51705983	1,88042005	3,98445884	2,64707584	3,35677621	8,57006673
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,4	3,27	9,45	6	6,75	15,9
A <sub>v max</sub> (cm <sup>2</sup> )	53,8890072	59,9150213	21,1077429	9,9288973	14,2601637	44,9509538
A <sub>v max</sub> (ML/lit)	71,0440104	63,7251462	10,5950362	7,5017853	8,4963446	10,4902226
A <sub>v /lit</sub>	56,8352084	69,4604094	33,3743641	15,0035706	19,1167754	55,5981797
barre courant	4T25	15T20	14T14	10T10	12T12	21T14
barre about	4T32	4T25	8T14	4T12	8T12	12T14
St courant (cm)	16	6	18	16	15	20
S <sub>tabout</sub> (cm)	4	5	8	10	6	9
A <sub>v adopté/lit</sub> (cm <sup>2</sup> )	51,81	66,76	33,86	12,37	22,62	50,8

Tableau. V.45. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage.

Voile	V <sub>yA6</sub>	V <sub>yA9</sub>	V <sub>yB3</sub>	V <sub>yE1</sub>	V <sub>yD7</sub>	V <sub>yI2</sub>
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	0,8	1,09	3,15	2	2,25	5,3
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I(m <sup>4</sup> )	0,0085333 3	0,0215838 2	0,5209312 5	0,1333333 3	0,1898437 5	2,4812833 3
S(m <sup>2</sup> )	0,16	0,218	0,63	0,4	0,45	1,06
Y(m)	0,4	0,545	1,575	1	1,125	2,65
M(KN.m)	1015,1788	1053,4499	1842,2136	676,0724	570,805	3793,788
N(KN)	276,0856	286,506	1367,0922	763,3366	645,3262	1138,6987
σ <sub>b</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	- 45860,9713	- 25285,7834	- 3399,81918	-3162,2015	- 1948,48993	- 2977,50532
σ <sub>a</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	49312,0413	27914,2788	7739,79442	6978,8845	4816,60637	5125,99343
Lt(m)	0,38549559	0,51807278	0,96138258	0,62364159	0,64804729	1,94740305
T(KN)	1767,92024	1309,9876	326,852693	197,208037	126,271362	579,840295
A <sub>S cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	50,8277068	37,6621435	9,39701491	5,66973107	3,63030166	16,6704085
A <sub>S rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,54198238	2,0722911	3,84553031	2,49456636	2,59218917	7,7896122
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,4	3,27	9,45	6	6,75	15,9
A <sub>Vmax</sub> (cm <sup>2</sup> )	50,8277068	37,6621435	9,45	6	6,75	16,6704085
A <sub>V max</sub> (ML/lit)	65,9251462	36,3483137	4,91479679	4,81045531	5,20795325	4,2801639
A <sub>v /lit</sub>	52,7401169	39,6196619	15,4816099	9,62091062	11,7178948	22,6848687
barre courant	4T25	15T16	14T10	10T10	6T8	21T10
barre about	4T32	4T16	8T8	4T10	6T10	12T8
St courant (cm)	16	6	18	16	15	20
S <sub>tabout</sub> (cm)	4	5	8	10	6	9
A <sub>v adopté/lit</sub> (cm <sup>2</sup> )	51,81	38,23	15,02	10,99	12,31	22,53

Tableau. V.46. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 4<sup>er</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>.

Voile	V <sub>yA6</sub>	V <sub>yA9</sub>	V <sub>yB3</sub>	V <sub>yE1</sub>	V <sub>yD7</sub>	V <sub>yI2</sub>
N S	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	0,8	1,09	3,15	2	2,25	5,3
b(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
I(m <sup>4</sup> )	0,00853333	0,02158382	0,52093125	0,13333333	0,18984375	2,48128333
S(m <sup>2</sup> )	0,16	0,218	0,63	0,4	0,45	1,06
Y(m)	0,4	0,545	1,575	1	1,125	2,65
M(KN.m)	812,6553	696,0145	320,6686	349,8412	426,2799	630,518
N(KN)	136,7571	100,4767	327,2046	260,8428	247,9921	394,6532
σ <sub>b</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	-37238,4853	-17113,7421	-450,147196	-1971,702	-1975,00956	-301,076191
σ <sub>a</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	38947,9491	18035,5467	1488,89196	3275,916	3077,19667	1045,70487
Lt(m)	0,39102484	0,53070715	0,73127129	0,75146552	0,87957049	1,18482793
T(KN)	1456,11727	908,23853	32,9179721	148,166607	173,716012	35,6723479
A <sub>S cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	41,8633716	26,1118577	0,9463917	4,25978996	4,99433535	1,02558
A <sub>S rpa</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,56409936	2,1228286	2,92508517	3,00586209	3,51828196	4,7393117
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,4	3,27	9,45	6	6,75	15,9
A <sub>v max</sub> (cm <sup>2</sup> )	41,8633716	26,1118577	9,45	6	6,75	15,9
A <sub>v max</sub> (ML/lit)	53,5303226	24,6010043	6,46135033	3,99219913	3,83710008	6,70983509
A <sub>v /lit</sub>	42,8242581	26,8150946	20,3532535	7,98439825	8,63347519	35,562126
barre courant	10T20	15T12	14T12	10T8	12T8	21T12
barre about	4T20	4T16	8T8	4T8	8T6	12T12
St <sub>courant</sub> (cm)	16	6	18	16	15	20
S <sub>tabout</sub> (cm)	10	5	8	4	6	9
A <sub>v adopté/lit</sub> (cm <sup>2</sup> )	43,99	25	19,85	7,04	8,29	37,32

Tableau. V.47. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 7<sup>er</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup>.

- **Ferrailage horizontal :**

Suivant x-x :

Voile	V <sub>xA1</sub>	V <sub>xA2</sub>	V <sub>xA10</sub>	V <sub>xD2</sub>	V <sub>xC2g</sub>	V <sub>xC2d</sub>
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
L (m)	0,8	2	5,2	3,7	1,25	2,28
D (m)	0,72	1,8	4,68	3,33	1,125	2,052
v: (KN)	77,94	955,8193	1474,5372	1234,6665	516,4744	285,944
$\tau$ (Mpa)	0,75775	3,71707506	2,20550436	2,59539505	3,21361849	0,9754425
fc28 (Mpa)	25	25	25	25	25	25
0,2*fc28 (Mpa)	5	5	5	5	5	5
valeur min (Mpa)	5	5	5	5	5	5
$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
h (m)	3,66	3,66	3,66	3,66	3,66	3,66
st(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,84194444	4,1300834	2,4505604	2,88377227	3,57068721	1,08382499
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	18,3	18,3	18,3	18,3	18,3	18,3
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	18,3	18,3	18,3	18,3	18,3	18,3
A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /mlface))	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
barres	6T8	6T8	6T8	6T8	6T8	6T8
A <sub>choisit</sub>	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02

**Tableau. V.48. Sollicitation de calcul dans les voiles au niveau du RDC.**

Voile	V <sub>xA1</sub>	V <sub>xA2</sub>	V <sub>xA10</sub>	V <sub>xD2</sub>	V <sub>xC2g</sub>	V <sub>xC2d</sub>
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
L (m)	0,8	2	5,2	3,7	1,25	2,28
D (m)	0,72	1,8	4,68	3,33	1,125	2,052
v: (KN)	89,07	156,476	1066,8096	1043,4588	537,535	1124,4042
τ (Mpa)	0,86595833	0,60851778	1,59565538	2,19345694	3,34466222	3,83568684
fc28 (Mpa)	25	25	25	25	25	25
0,2*fc28(Mpa)	5	5	5	5	5	5
valeur min (Mpa)	5	5	5	5	5	5
τ <sup>-</sup> (Mpa)	5	5	5	5	5	5
h (m)	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
st(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,96217593	0,67613086	1,77295043	2,43717437	3,71629136	4,26187427
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,3	7,98	13,3	13,3	13,3	13,3
A <sub>I</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,3	7,98	13,3	13,3	13,3	13,3
A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /mlface))	2,5	1,5	2,5	2,5	2,5	2,5
barres	6T8	4T8	6T8	6T8	6T8	6T8
A <sub>choisit</sub>	3,02	2,01	3,02	3,02	3,02	3,02

**Tableau. V.49. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage.**

Voile	V <sub>xA1</sub>	V <sub>xA2</sub>	V <sub>xA10</sub>	V <sub>xD2</sub>	V <sub>xC2g</sub>	V <sub>xC2d</sub>
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
L (m)	0,8	2	5,2	3,7	1,25	2,28
D (m)	0,72	1,8	4,68	3,33	1,125	2,052
v: (KN)	87,1966	124,1769	508,9167	753,1982	344,6227	726,5225
τ (Mpa)	0,84774472	0,48291017	0,76120019	1,58329952	2,14431902	2,47839059

fc28 (Mpa)	25	25	25	25	25	25
0,2*fc28 (Mpa)	5	5	5	5	5	5
valeur min (Mpa)	5	5	5	5	5	5
$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
h (m)	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
st(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,94193858	0,53656685	0,84577799	1,75922169	2,38257669	2,75376733
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,3	7,98	13,3	13,3	13,3	13,3
A <sub>i</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,3	7,98	13,3	13,3	13,3	13,3
A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /mlface)	2,5	1,5	2,5	2,5	2,5	2,5
barres	6T8	4T8	6T8	6T8	6T8	6T8
A <sub>choisit</sub>	3,02	2,01	3,02	3,02	3,02	3,02

Tableau. V.50. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 4<sup>er</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>.

Voile	V <sub>xA1</sub>	V <sub>xA2</sub>	V <sub>xA10</sub>	V <sub>xD2</sub>	V <sub>xC2g</sub>	V <sub>xC2d</sub>
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
L (m)	0,8	2	5,2	3,7	1,25	2,28
D (m)	0,72	1,8	4,68	3,33	1,125	2,052
v: (KN)	91,9007	63,1891	475,9837	325,0748	77,4896	74,2041
$\tau$ (Mpa)	0,89347903	0,24573539	0,71194143	0,68334042	0,48215751	0,25313289
fc28 (Mpa)	25	25	25	25	25	25
0,2*fc28 (Mpa)	5	5	5	5	5	5
valeur min (Mpa)	5	5	5	5	5	5
$\bar{\tau}$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
h (m)	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
st(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,99275448	0,27303932	0,79104604	0,75926713	0,53573057	0,28125877
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,3	7,98	13,3	13,3	7,98	7,98
A <sub>i</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,3	7,98	13,3	13,3	7,98	7,98
A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /mlface))	2,5	1,5	2,5	2,5	1,5	1,5
barres	6T8	4T8	6T8	6T8	6T8	6T8
A <sub>choisit</sub>	3,02	2,01	3,02	3,02	3,02	3,02

Tableau. V.51. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 7<sup>er</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup>.

Suivant y-y :

Voile	V <sub>yA6</sub>	V <sub>yA9</sub>	V <sub>yB3</sub>	V <sub>yE1</sub>	V <sub>yD7</sub>	V <sub>yI2</sub>
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
L (m)	0,8	1,09	3,15	2	2,25	5,3
D (m)	0,72	0,981	2,835	1,8	2,025	4,77
v: (KN)	173,1609	253,345	1214,6307	226,1029	439,8928	1145,7157
$\tau$ (Mpa)	1,68350875	1,80776249	2,99908815	0,87928906	1,52061709	1,68134379

fc28 (Mpa)	25	25	25	25	25	25
0,2*fc28 (Mpa)	5	5	5	5	5	5
valeur min (Mpa)	5	5	5	5	5	5
$\tau^-$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
h (m)	3,66	3,66	3,66	3,66	3,66	3,66
st(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,87056528	2,00862499	3,33232016	0,97698784	1,68957454	1,86815977
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	18,3	18,3	18,3	18,3	18,3	18,3
A <sub>i</sub> (cm <sup>2</sup> )	18,3	18,3	18,3	18,3	18,3	18,3
A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /mlface))	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
barres	6T8	6T8	6T8	6T8	6T8	6T8
A <sub>choisit</sub>	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02

Tableau. V.52. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau du RDC.

Voile	V <sub>yA6</sub>	V <sub>yA9</sub>	V <sub>yB3</sub>	V <sub>yE1</sub>	V <sub>yD7</sub>	V <sub>yI2</sub>
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
L (m)	0,8	1,09	3,15	2	2,25	5,3
D (m)	0,72	0,981	2,835	1,8	2,025	4,77
v: (KN)	240,0972	320,1516	1281,8147	189,8938	253,0273	1234,2587
$\tau$ (Mpa)	2,33427833	2,28446606	3,16497457	0,73847589	0,87466227	1,81128111
fc28 (Mpa)	25	25	25	25	25	25
0,2*fc28 (Mpa)	5	5	5	5	5	5
valeur min (Mpa)	5	5	5	5	5	5
$\tau^-$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
h (m)	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
st(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,59364259	2,53829562	3,51663841	0,82052877	0,97184697	2,01253457
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,3	13,3	13,3	13,3	13,3	13,3
A <sub>i</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,3	13,3	13,3	13,3	13,3	13,3
A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /mlface))	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
barres	6T8	6T8	6T8	6T8	6T8	6T8
A <sub>choisit</sub>	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02	3,02

Tableau. V.53. Sollicitation de calcul dans les voiles au niveau des 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> étage.

Voile	V <sub>yA6</sub>	V <sub>yA9</sub>	V <sub>yB3</sub>	V <sub>yE1</sub>	V <sub>yD7</sub>	V <sub>yI2</sub>
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
L (m)	0,8	1,09	3,15	2	2,25	5,3
D (m)	0,72	0,981	2,835	1,8	2,025	4,77
v: (KN)	221,9363	231,8557	466,3729	153,6235	136,0929	725,8208
$\tau$ (Mpa)	2,15771403	1,65442396	1,15153802	0,59742472	0,47044459	1,06514583
fc28 (Mpa)	25	25	25	25	25	25
0,2*fc28 (Mpa)	5	5	5	5	5	5
valeur min (Mpa)	5	5	5	5	5	5
$\tau^-$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5

h (m)	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
st(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	2,39746003	1,83824884	1,27948669	0,66380525	0,52271621	1,18349536
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,3	13,3	13,3	7,98	7,98	13,3
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,3	13,3	13,3	7,98	7,98	13,3
A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /mlface))	2,5	2,5	2,5	1,5	1,5	2,5
barres	6T8	6T8	6T8	4T8	6T8	6T8
A <sub>choisit</sub>	3,02	3,02	3,02	2,01	3,02	3,02

Tableau. V.54. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 4<sup>er</sup>, 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>.

Voile	V <sub>yA6</sub>	V <sub>yA9</sub>	V <sub>yB3</sub>	V <sub>yE1</sub>	V <sub>yD7</sub>	V <sub>yI2</sub>
e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
L (m)	0,8	1,09	3,15	2	2,25	5,3
D (m)	0,72	0,981	2,835	1,8	2,025	4,77
v: (KN)	179,8508	158,5786	378,1939	91,0299	78,9908	88,4928
τ (Mpa)	1,74854944	1,13154964	0,9338121	0,35400517	0,27305462	0,12986365
fc28 (Mpa)	25	25	25	25	25	25
0,2*fc28 (Mpa)	5	5	5	5	5	5
valeur min (Mpa)	5	5	5	5	5	5
τ <sup>-</sup> (Mpa)	5	5	5	5	5	5
h (m)	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
st(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A <sub>BAEL</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,94283272	1,25727738	1,037569	0,39333907	0,30339402	0,14429294
A <sub>RPA</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,3	13,3	13,3	7,98	7,98	13,3
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,3	13,3	13,3	7,98	7,98	13,3
A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> /mlface))	2,5	2,5	2,5	1,5	1,5	2,5
barres	6T8	6T8	6T8	6T8	4T8	6T8
A <sub>choisit</sub>	3,02	3,02	3,02	3,02	2,51	3,02

Tableau. V.55. Sollicitations de calcul dans les voiles au niveau des 7<sup>er</sup>, 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup>.

**VI.1.Introduction :**

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le sol d'assise. La pression transmise ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux.

**VI.2.Choix de type de fondations :**

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à partir de 1.5m du niveau de base, et la contrainte admissible est de 2,5bars.

**VI.3. Classification des fondations :**

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

Lorsque les couches du terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

Lorsque les couches du terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise des fondations profondes ou semi profondes (pieux et puits).

**VI.4. Calcul des fondations :**

- **Radier général :**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas, la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier général nervuré.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

Pour déterminer la surface du radier il faut que :  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour :  $N = 59007,4294 \text{ kN}$

$\sigma_s = 2,5 \text{ bars}$

On trouve :  $S \geq 236,029 \text{ m}^2$

$S_{batiment} = 393,51 \text{ m}^2$

Débord de 0,5 m de chaque côté.

$S_{Radier} = 443,2 \text{ m}^2$ .

$$\frac{S_s}{S_{batiment}} = \frac{236,029}{393,51} = 59,98\% > 50\%.$$

Donc l'utilisation du radier est justifiée.

**VI.5. Pré dimensionnement de radier :****1. Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$L_{\max}$  = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$h \geq 26,5\text{cm}$  ; On prend :  $h = 40\text{cm}$ .

**2. Dimensionnement des nervures :****a. Condition de coffrage (largeur de la nervure) :**

$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = 53\text{cm}$  ; Donc on choisit :  $b = 60\text{cm}$ .

**b. La hauteur de nervure :**• **Condition de la flèche ;**

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

On a :  $L_{\max} = 5,3\text{m} \rightarrow 35,33\text{cm} \leq h_N \leq 53\text{cm} \rightarrow h_N = 50\text{cm}$ .

• **Condition de la raideur :**

La nervure est rigide si  $\frac{\pi}{2} \cdot l_e \geq l_{\max}$

Avec :  $l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{b_{SF}K}}$  ;  $b_n = 0,60\text{cm}$  ;  $E = 20000\text{MPa}$  ;  $b_{SF} = 4,7\text{m}$  ;  $K = 40\text{MPa/m}$

$L_{\max}$  = longueur de travée max (entre nue du poteau).

hn (m)	1	1,2	1,25
I (m <sup>4</sup> )	0,1118	0,1889	0,2131
Le (m)	2,62	2,99	3,08
Lmax (m)	4,7	4,7	4,7
$\frac{\pi}{2} \cdot l_e$	4,11	4,69	4,83
observation	Non vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée

**Tableau VI.1 : Choix de la hauteur des nervures.**

• **La hauteur des nervures :**

$h_n \geq \max ( h_{n1} ; h_{n2} ) \rightarrow h_n \geq \max ( 0,5\text{cm} ; 1,25\text{cm} ) \rightarrow$  on prend :  $h_n = 1,25\text{cm}$

**Le choix final :**

- Epaisseur de la dalle du radier :  $h = 40\text{cm}$
- Dimensions de la nervure :  $h_N = 125\text{cm}$   
 $b_N = 60\text{cm}$

**VI.6. caractéristiques géométriques du radier :****a. Position du centre de gravité**

$x_G = 12,2\text{ m}$

$y_G = 12,56\text{ m}$

**b. Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 87324,3017 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 72509,7702 \text{ m}^4$$

**VI.7. Vérifications nécessaires :****VI.7.1 Vérification de la stabilité du radier :**

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de l'ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

$e_0$  : la plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

$M_r$  : moment de renversement dû aux forces sismiques.

$N_r$  : effort normal de la structure.

$B$  : la largeur du radier.

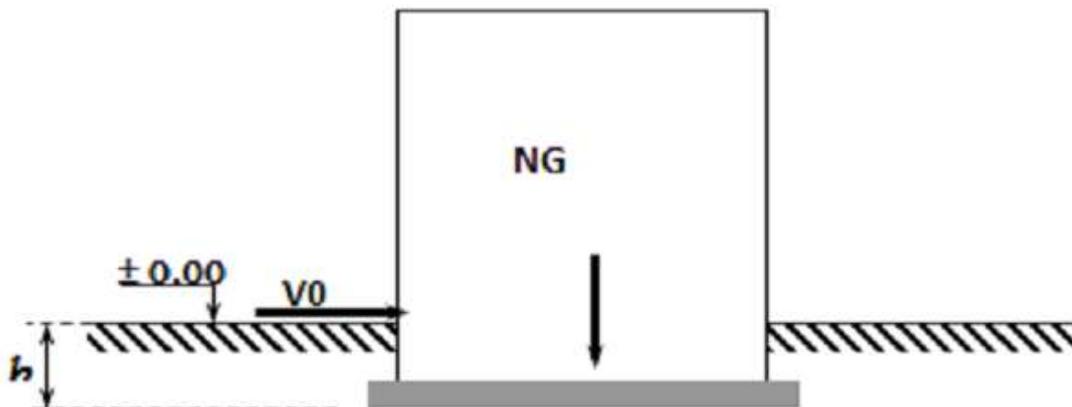
$$M_r = M_0 + V_0 \cdot h$$

$M_0$ : moment à la base de la structure.

$V_0$ : effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : profondeur de l'ancrage de la structure.

$M_0, V_0$  sont tirés à partir du logiciel ETABS 2016.



**Figure VI.1. Schéma statique du bâtiment**

**Suivant le sens x-x :**

$$B_x = 30,7 \text{ m} \rightarrow \frac{B_x}{4} = 7,67 \text{ m}$$

$$M_0 = 411716,2141 \text{ kN.m} ; V_0 = 8351,2678 \text{ kN} ; h = 3 \text{ m}$$

$$M_r = 436770,02 \text{ kN.m}$$

$$N_{ser} = N_{structure} + N_{radier}$$

$$N_{radier} = 25 \times 443,2 \times 0,40 = 4432 \text{ kN}$$

$$N_{structure} = 59007,4294 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = 59007,4294 + 4432 = 63439,43 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{436770,02}{63439,43} = 6,88 \text{ m} < 7,67 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Suivant le sens y-y :

$$By = 21 \text{ m} \rightarrow \frac{Bx}{4} = 5,25 \text{ m}$$

$$M_0 = 275401,0023 \text{ kN.m} ; V_0 = 6928,8454 \text{ kN} ; h = 3 \text{ m}$$

$$Mr = 296187,53 \text{ kN.m}$$

$$N_{radier} = 25 \times 443,2 \times 0,40 = 4432 \text{ kN}$$

$$N_{structure} = 59007,4294 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = 59007,4294 + 4432 = 63439,43 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{296187,53}{63439,43} = 4,66 \text{ m} < 5,25 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**Conclusion :**

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

**VI.7.2. Vérification des contraintes sous le radier :**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais insitu et au laboratoire :  $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$ .

**a. Sollicitation du premier genre :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{63439,43}{443,2} = 143,14 \text{ kN/m}^2 \leq \overline{\sigma_{sol}} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 250 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**b. Sollicitation du second genre :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} X_G.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} Y_G.$$

Avec :

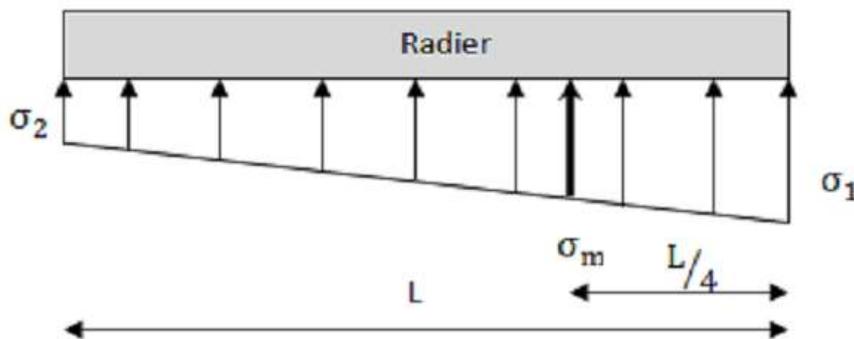
$\sigma_1$ : Contrainte maximale du sol.

$\sigma_2$ : Contrainte minimale du sol.

- Si  $\sigma_2 > 0$ : la répartition des contraintes est trapézoïdale; la contrainte au quart de la largeur de la semelle ne doit pas dépasser la contrainte admissible  $\sigma_{sol}$

$$(\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}).$$

- Si  $\sigma_2 = 0$ : la répartition des contraintes est triangulaire; la contrainte  $\sigma_1$  ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.



**Figure VI.2 : Contraintes sous le radier.**

- **ELU :**

$N_u = N_u(\text{structure}) + 1,35 \times \text{pois propre du radier nervuré.}$

$$N_u = 80608,5152 + (1,35 \times 443,2) = 81206,83 \text{ kN}$$

$$M_{rx} = 436770,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{ry} = 296187,53 \text{ kN.m}$$

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sens x-x	244,24	122,2	213,73
Sens y-y	194,44	131,92	178,81
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5$

**Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELU.****Centre de gravité**

$$x_G = 12,2 \text{ m} ; y_G = 12,56 \text{ m}$$

**Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 87324,3017 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 72509,7702 \text{ m}^4$$

**Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS :**

$$N_{ser} = 63439,43 \text{ kN}$$

	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \left( \frac{L}{4} \right)$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sens x-x	204,16	82,12	193,65
Sens y-y	194,44	91,84	170,29
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol} = 375$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) < 1,33\sigma_{sol} = 332,5$

**Tableau VI.3: Contraintes sous le radier à l'ELS.****Conclusion :**

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

**c. Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU} : \sigma_u = 213,73 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_{ser} = 193,65 \text{ kN/m}^2$$

**VI.7.3. Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable.

**1. Ferrailage de la dalle du radier :****1.1 Valeur de la pression sous radier :**

ELU :  $q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 213,73 \text{ kN/m}$

ELS :  $q_{\text{ser}} = \sigma_m^{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 193,65 \text{ kN/m}$

**1.2 Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur quatre(04) cotés.

**1.3 Calcul des moments :**

Si  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$M_x = \mu_x q L_x^2$  .....sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y q L_y^2$  .....sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

Moment en travée :  $M_{tx}=0,85M_x$  ;  $M_{ty}=0,85M_y$

Moment sur appuis :  $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$  (appui de rive) ;  $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$  (autre appui)

- **Panneau intermédiaire :**

Moment en travée :  $M_{tx}=0,75M_x$  ;  $M_{ty}=0,75M_y$

Moment sur appuis :  $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

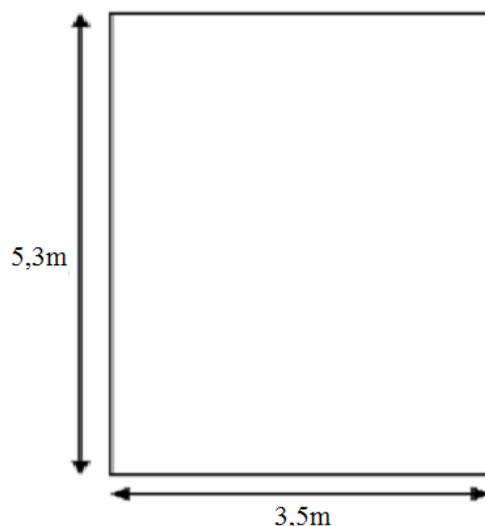
Moment en travée :  $M_t=0,85M_0$

Moment sur appuis :  $M_a=0,5M_0$  avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

On prend le panneau le plus sollicité (panneau de rive) avec les dimensions suivantes :

$L_x = 3,5\text{m}$

$L_y = 5,3\text{m}$



**Figure V.3 : Panneau de la dalle du radier.**

$$0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{5,3} = 0,66 < 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0737 \\ \mu_y = 0,3753 \end{cases} \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 192,96 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 72,42 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moments en travées (panneau de rive)**

$$M_{tx} = 0,85; M_x = 164,02 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85; M_y = 62,56 \text{ kNm}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 96,84 \text{ kNm}$$

### 1.4 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 0,9h = 36 \text{ cm.}$$

- **Section minimale :**

$$\text{Sens y-y : } 0,08 \% b.h = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens x-x : } A_{smin} = 1,2 \% b.h \text{ ( } A_{min} \text{ suivant y-y )} = 3,84 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	esp(cm)
Travée	x-x	164,02	0,089	0	0,116	34,33	13,73	8T16	16,08	12
	y-y	62,56	0,034	0	0,043	35,38	5,08	6T12	6,79	12
Appui	x-x	96,8	0,052	0	0,067	35,04	7,93	6T14	9,24	15
	y-y									

**Tableau VI.4: Ferrailage des panneaux du radier.**

### Espacement

#### Suivant Ly :

$$Esp \leq \text{Min} (4h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (160\text{cm}; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

#### Suivant Lx :

$$Esp \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

**1. Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Béton :**  $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$

**Acier :**  $\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{F.P})$

$\rho = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0792 & M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 187,88 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,5351 & M_y = \mu_y M_x = 100,53 \text{ kNm} \end{cases}$

- **Moments en travées** (panneau de rive)

$M_{tx} = 0,85 M_x = 159,69 \text{ kNm}$

$M_{ty} = 0,85 M_y = 85,45 \text{ kNm}$

- **Moments sur appuis**

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 79,84 \text{ kNm}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	159,69	16,08	10,98	8,98	15	307,15	201,63	Non Vérifiée
	y-y	85,45	6,79	6,48	5,66	15	386,78	201,63	Non Vérifiée
Appuis	x-x	79,84	9,24	9,32	5,92	15	254,31	201,63	Non vérifiée
	y-y								

**Tableau VI.5 : Vérification des contraintes.**

N.B : La contrainte dans l'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de ferrailage.

Sens	position	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
Travée	x-x	159,69	25,13	8T20	7,69	15	200,9	201,63	Vérifiée
	y-y	85,45	16,08	8T16	4,8	15	164,31	201,63	Vérifiée
Appui	x-x	79,84	12,31	8T14	3,42	15	198,2	201,63	Vérifiée
	y-y								

**Tableau VI.16 : Vérifications des contraintes du nouveau choix.**

**2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec

$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

avec  $T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{213,73 \times 5,3}{2} = 566,38 \text{ kN}$

$\Rightarrow \tau_u = \frac{566,38 \cdot 10^3}{1000 \times 360} = 1,57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$

La séparation entre les deux nappes est assurée par des armatures de diamètre T12 généralement, appelées CHAISES, donc on prévoit : chaises de T12 / ml.

### 1.5 Ferrailage des nervures

#### a. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (CBA 93)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée :  $M_t = 0,85 M_0$                       Sur appuis :  $M_t = 0,50 M_0$

$b = 60\text{cm}$ ;  $h = 125\text{cm}$ ;  $d = 112,5\text{cm}$ .

Sens porteur :  $L = 5,3\text{m}$  ;  $q_u = 213,73\text{kN/ml}$

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal} / ml$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ ( $\text{cm}^2$ )	esp(cm)	$A_{smin}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	630,89	0,058	0	0,075	109,5	16,55	6T20	18,85	12	8,15
Appui	375,23	0,034	0	0,043	110,56	9,75	8T14	12,31	8	8,15

**Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures dans le sens porteur.**

#### Sens non porteur:

$L = 3,5\text{m}$  ;  $q_u = 213,73\text{kN/ml}$

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal} / ml$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ ( $\text{cm}^2$ )	esp(cm)	$A_{smin}$ ( $\text{cm}^2$ )
Travée	278,21	0,025	0	0,031	111,105	7,19	6T14	9,24	12	8,15
Appui	163,65	0,015	0	0,018	111,69	4,21	6T12	6,79	12	8,15

**Tableau VI.8 : Ferrailage des nervures dans le sens non porteur.**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8,15\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

#### 1. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée :  $M_t = 0,85 M_0$

Sur appuis :  $M_t = 0,50 M_0$

Les résultats sont représentés dans e tableau si dessous :

Sens	position	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	577,96	18,85	28,18	6,62	15	297,41	201,63	Non Vérifiée
	Appui	339,97	12,31	23,41	4,62	15	263,8	201,63	Non Vérifiée
Non porteur	Travée	252,04	9,24	20,60	3,85	15	258,24	201,63	Non Vérifiée
	Appui	148,26	6,79	17,91	2,58	15	204,99	201,63	Non vérifiée

**Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

. N.B : La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section d'acier.

Sens	position	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	choix	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	Vérification
porteur	Travée	577,96	31,42	10T20	5,47	15	182,38	201,63	Vérifiée
	Appui	339,97	20,11	10T16	3,8	15	164,4	201,63	Vérifiée
Non porteur	Travée	252,04	12,31	8T14	3,42	15	195,55	201,63	Vérifiée
	Appui	148,26	12,06	6T16	2,03	15	117,34	201,63	vérifiée

**Tableau VI.10 : Vérifications des contraintes du nouveau choix.**

**2. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\text{avec } T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{213,73 \times 5,3}{2} = 566,38\text{kN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{566,38 \cdot 10^3}{600 \times 1125} = 0,84\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \text{Vérifier}$$

**3. Armatures transversales :**

- **CBA 93 :**

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ij} K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

- **RPA99 modifié en 2003 :**

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 24\text{cm} \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 62,5\text{cm} \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{\text{max}} = 6,66\text{mm}$$

$f_c = 400 \text{ MPa}$  ;  $\tau_u = 0,84 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;  $b = 60 \text{ cm}$  ;  $d = 112,5 \text{ cm}$  .

On trouve :  $S_t = 20\text{cm}$  ..... Zone nodale.

$S_t = 25\text{cm}$  ..... Zone courante.

Sens	Zone	$S_t$ [cm]	$\phi_t$	$A_t$ calculée [cm <sup>2</sup> ]	$A_t$ choisit [cm <sup>2</sup> ]	Choix des barres
Porteur	Courante	25	10	4,5	5,5	7T10
	Nodale	20		3,6	5,5	7T10
Non porteur	Courante	25	10	4,5	4,71	6T10
	Nodale	20		3,6	4,71	6T10

**Tableau VI.11 : Choix des armatures transversales.**

#### 4. Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur.

Leur section est au moins 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas :  $h = 125$  cm

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} \times 125 = 3,75\text{cm}^2$$

On adopte :  $A_p = 4T12 = 4,2\text{cm}^2$ .

### VI.8. Voile périphérique :

#### VI.8.1 Introduction :

Le voile périphérique est un mur en béton armé qui entoure tout le bâtiment et qui assure un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ensemble, On utilise le voile périphérique pour éviter le cisaillement dans les poteaux courts, Il se comporte comme un mur de soutènement encasté à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprend les efforts du séisme au niveau de la base de la construction.

#### VI.8.2. Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 modifié en 2003.

Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur  $e \geq 15$  cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de  $50\phi$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec B : Section du voile.

#### VI.8.3. Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres.

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable)

$$H = 3 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm}$$

La charge de poussées des terres est donnée par :  $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

$Q$  = Contrainte à la base sur une bande de 1m.

$A$  = Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\gamma$  = Poids spécifique des terres ( $\gamma_h = 21,90 \text{ kN/m}^3$ ).

$H$  = Hauteur du voile.

$$\varphi = 30^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,333$$

$$\text{Donc } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 19,98 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 26,97 \text{ kN/ml}$$

**VI.8.4. Efforts dans le voile :**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{5,30} = 0,56 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0880 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 21,36 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 5,34 \text{ kNm} \end{cases}$$

- **Moment en travée**  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 18,156 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 4,54 \text{ kNm} \end{cases}$
- **Moment sur appuis**  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 10,68 \text{ kNm}$

**VI.8.5. Calcul du ferrailage :**

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 20 \text{ cm}$  ;  $d = 18 \text{ cm}$  ;  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$   
 $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$A'_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal} / ml$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ ( $\text{cm}^2$ )	esp(cm)
Travée	x-x	18,156	0,039	0	0,049	17,64	2,96	6T10	4,71	15
	y-y	4,54	0,0098	0	0,012	17,91	0,72	4T10	3,14	25
Appui	x-x	10,68	0,023	0	0,029	17,79	1,72	4T10	3,14	25
	y-y									

**Tableau VI.12: Ferrailage du voile périphérique.**

**VI.8.6 Condition exigée par les RPA99/version 2003 :**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

**VI.8.7. Condition de non fragilité**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30 cm

On a :  $(12 \leq e \leq 30)$  (cm).

$h = e = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}.$

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$  pour les barres de FeE400  $\begin{cases} A_x^{\min} = 0,0008 \left( 3 - \frac{3}{5,3} \right) \frac{100 \cdot 20}{2} = 1,94 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$

En travée  $\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,94 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$  ..... vérifiée.

Sur appuis  $\begin{cases} A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,94 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$  ..... vérifiée.

**VI.8.8. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 37,95 \text{ kN}$  et  $T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 26,97 \text{ kN} \Rightarrow T_u^{\max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 37,95 \text{ kN}$

$\tau_u = \frac{37,95 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,21 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

**VI.8.9. Vérification à l'ELS :**

**a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$\frac{L_x}{L_y} = 0,56 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0923 \\ \mu_y = 0,4254 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 16,59 \text{ kNm} \\ M_y = \mu_y M_x = 7,06 \text{ kNm} \end{cases}$

$Q_{ser} = 19,98 \text{ kN / ml}$

- **Moment en travée**  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 14,1 \text{ kNm} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 6 \text{ kNm} \end{cases}$

- **Moment sur appuis**  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 8,29 \text{ kNm}$

**b. Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	14,1	4,71	4,38	4,49	15	209,41	201,63	Non Vérifiée
	y-y	6	3,14	4,59	2,35	15	103,21	201,63	Vérifiée
Appuis	x-x	8,29	3,14	4,59	3,25	15	142,6	201,63	vérifiée
	y-y								

**Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes.**

N.B : La contrainte d'acier n'est pas vérifiée, donc on augmente la section d'acier.

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	14,1	6,28	8T10	3,47	15	137,41	201,63	Vérifiée
	y-y	6	3,14	4T10	2,35	15	103,21	201,63	Vérifiée
Appuis	x-x	8,29	3,14	4T10	3,25	15	142,6	201,63	vérifiée
	y-y								

**Tableau VI.14 : Vérifications des contraintes du nouveau choix.**

Cette étude m'a permis de mettre en pratique toute mes connaissances acquises durant mes années universitaires.

L'étude de cet ouvrage m'a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir mes connaissances déjà acquises durant mon cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude m'a conduit à dégager un certain nombre de conclusions, dont les plus importantes sont :

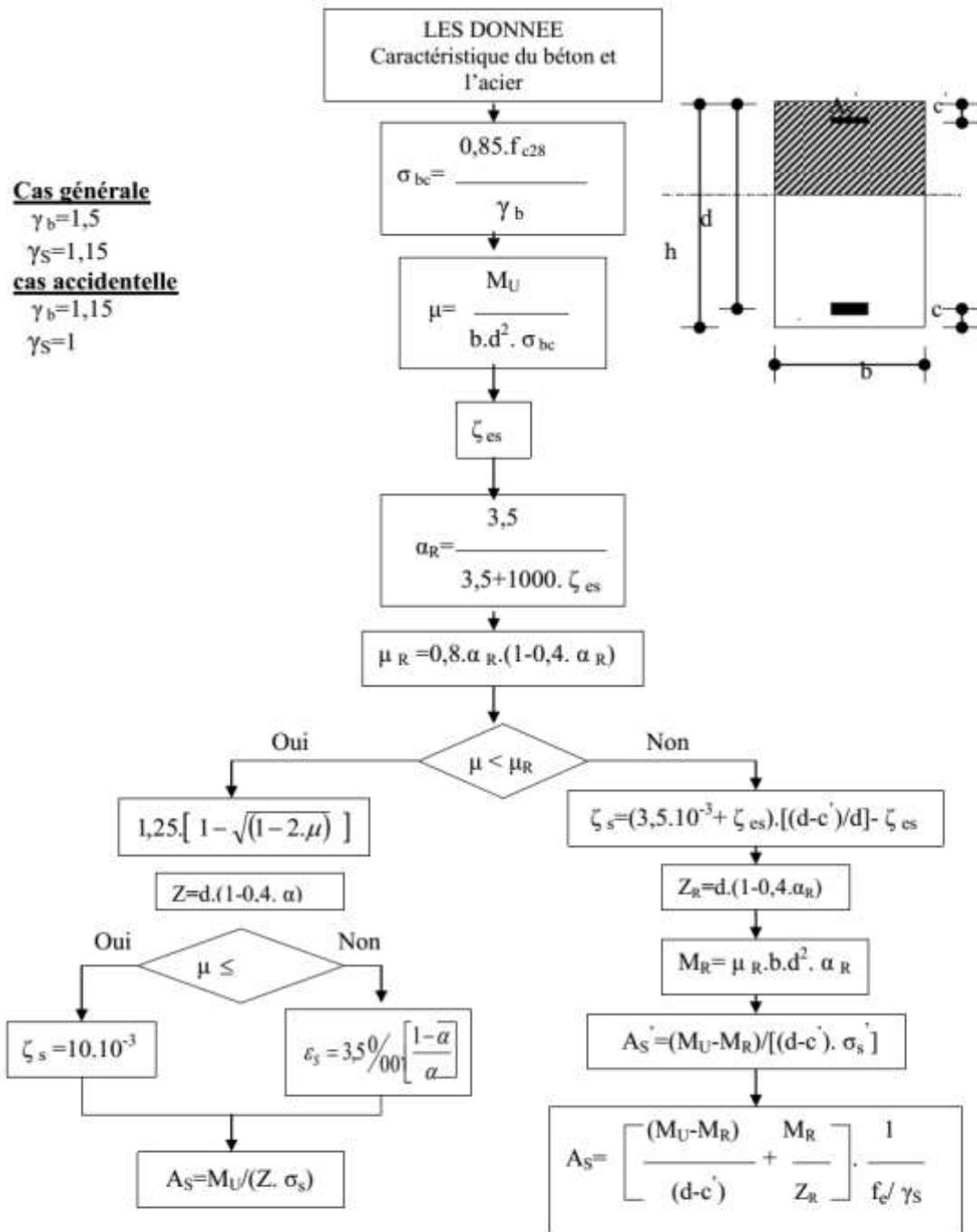
- Pour le ferrailage : j'ai remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrillés par le minimum proposé par le RPA99 v 2003.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures.
- L'irrégularité en plan de la structure rend difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Les résultats du logiciel ETABS.2016 m'a permis de dimensionner des fondations convenables et de déterminer le ferrailage des poutres, poteaux, voiles et des éléments secondaires de la structure.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour la structure.

### Références

- [1] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702. février 2000. P. Acker,L. Bertrand, A. Boileau, C. Bois, J.-C. Bony, C. Bousquet,J.-P. Boutin, G. Chardin,R. Chaussin, A. Coin, J.-L. Costaz, G. Darpas, J. de Saqui B. Foure, A. Fuentes R. Harouimi, W. Jalil, J. Mathez, H. Mathieu, J. Mathivat, J.-P. Merot, J. Perchat, L. Pliskin, D. Poineau, M. Regnier, J. Schmol, H. Thonier, P. Xercavins, B. Mahut, 150, 2007
- [2] "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003". Belazougui.M, Afra.H, Ameer.B, Bouchafa.O, Farsi.M, Ouakli.A, Remas.A, 2004
- [3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2. Tebbal.F, Rebzani.B, Belazougui.M, Belarbi, Azzi.M, Bentama.A, Boudali.R, Chenaf.M, Daoudi.M, Kadi.M, Kerati.S, Messoud.S, Ouakli.A, Terchi.B. 1988
- [4] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat. Belazougui.M, Bouchafa.O., Amour.A, Belhamel.F, Benmansour.H, Berrouli.A, Bouken.D, Boukhenfouf.K, Chatouri.S, Hacem.M, Kirati.S, Medjahed.L, Naili.M, Richa.M, Yazli.L. 1994
- [5] Dr.RAFIK TALEB,Règle Parasismique Algérien RPA 99-Version 2003 pour les structures de bâtiment en béton armé' : Interprétation et Proposition, Journal of Materials and Engineering Structures, 4, 2017,139-154.

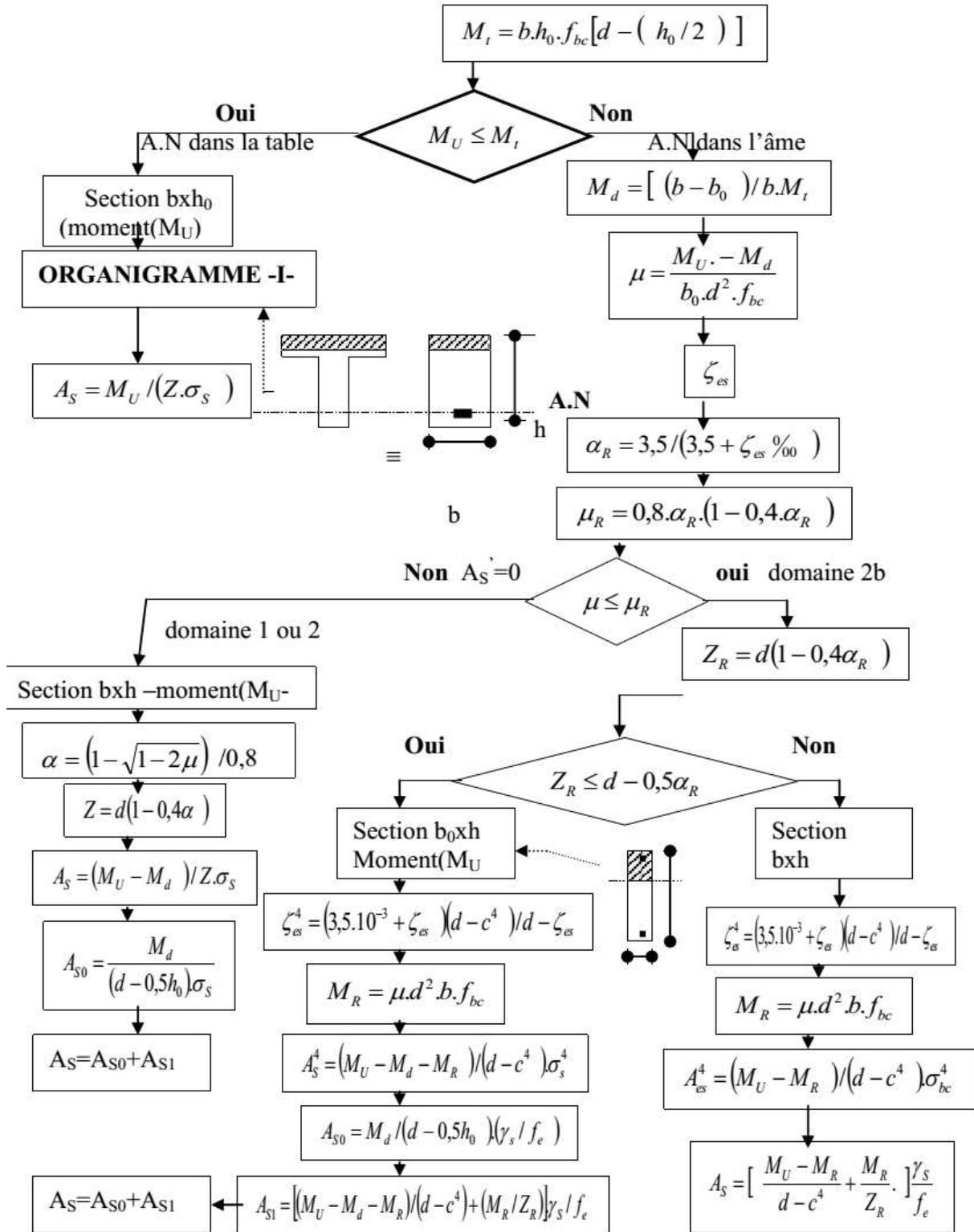
## ORGANIGRAMME -1-

## SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



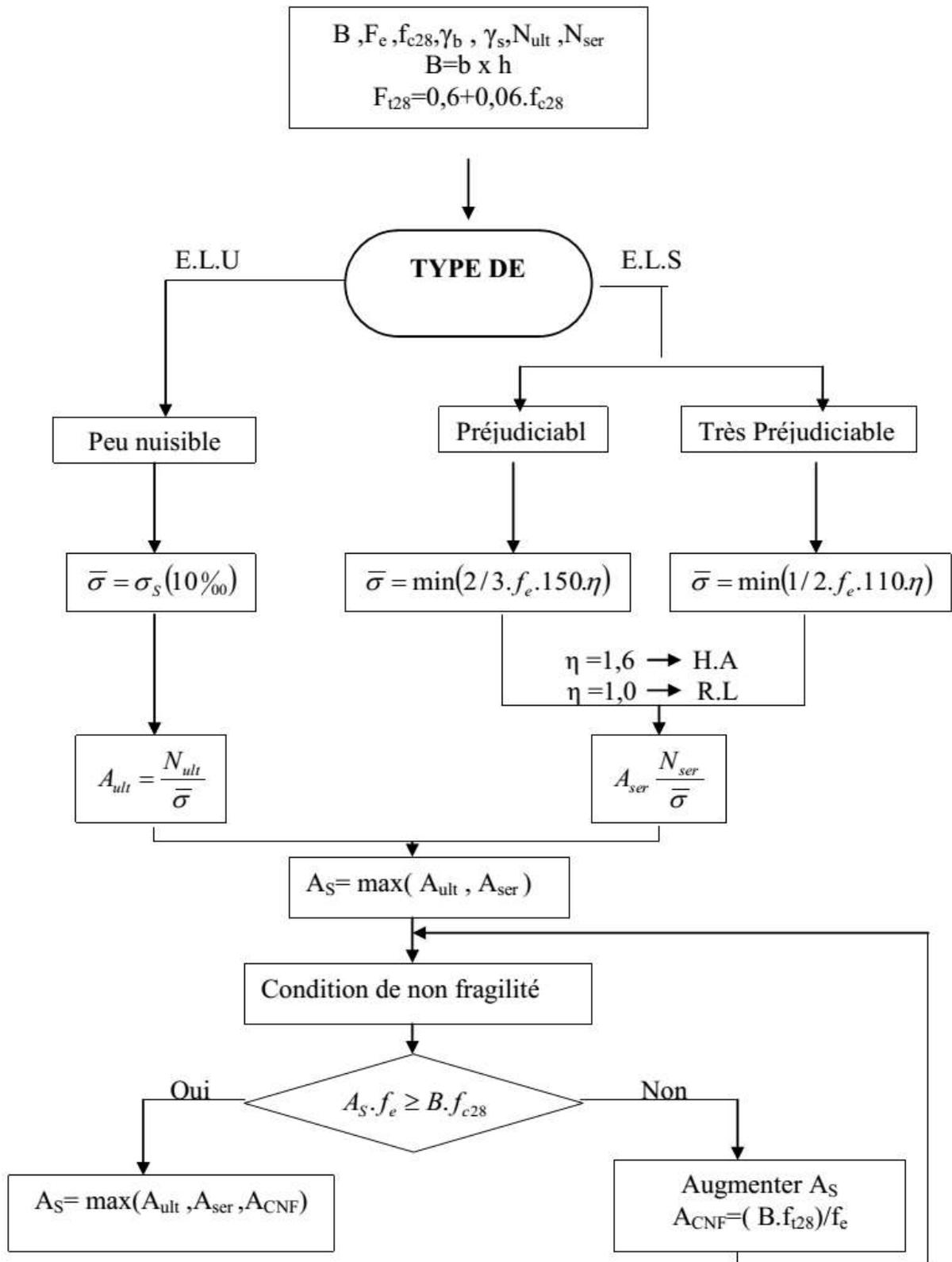
ORGANIGRAMME -2-

CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



## ORGANIGRAMME -3-

## TRACTION SIMPLE





# **Chapitre I**

## **Présentation du projet**

# **Chapitre II**

## **Pré dimensionnement**

# **Chapitre III**

## **Calcul des éléments secondaires**

# **Chapitre IV**

## **Etude dynamique**

**Chapitre V**

**Ferraillage des éléments  
résistants**

# **Chapitre VI**

## **Etude des fondations**

# **Chapitre VII**

## **Conclusion**