

*République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur  
Et de la Recherche Scientifique  
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia  
Faculté de la technologie  
Département de Génie Civil*

# **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

*En Vue d'Obtention du Diplôme Master Génie Civil*

**Thème :**

**Etude d'un hôtel (R+7+2sous-sol) contreventé par un système mixte (voiles-portiques)**

**Présentée par :**

**M<sup>elle</sup> DJEBBAR Nabila  
M<sup>elle</sup> GUERMOUCHE Siham**

**Encadré par :**

**M<sup>r</sup> : BENYESSAD.Dj**

**Membre de Jurrys :**

**M<sup>r</sup> : SLIMANOU  
M<sup>r</sup> : SADAOUI**

**Promotion 2021-2022**

# Remerciement

Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr BENYESSAD** pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce mémoire.

Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance à nos parents ainsi qu'à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Et enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.

Merci.

DJEBBAR ET GUERMOUCHE

# Dédicaces

**Avant tout je dédie ce modeste travail en grand hommage à un très grand homme qui m'avait toujours soutenu et m'a donné la force et le courage de suivre le parcours de ma vie à mon très cher père paix a son âme, qu'Allah lui accorde son vaste paradis.**

**A la plus douce des mamans qui a sacrifiée pour moi et m'avoir permis d'arriver à ce stade d'éducation.**

**Je dédie aussi à mon adorable petit frère « Sofiane » et mes sœurs « Dilya et son mari Toufik », « Sarah, Son mari Samir et ses petits-enfants Amin et Amir », « Radia et Lenza », qui m'ont soutenu lors mon parcours.**

**A toute ma famille et mes meilleurs amis.**

**A mon binôme Siham pour ses efforts et ses capacités de hauteur durant le travail.**

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

**Merci à tous.**

**Dj. Nabila**

# Dédicaces

**Avant tout je dédie ce mémoire fin d'étude à mes très chers parents, en témoignage de ma reconnaissance ; qui m'ont donné un excellent modèle de labeur et de persévérances.**

**A ma très chère sœur « Myriam » qui m'avait toujours soutenue et encouragée durant ces années d'étude.**

**A la mémoire de mon cher ami « Mohamed » décédé trop tôt, qu'Allah lui accorde son vaste paradis.**

**A toute ma famille et mes amis(ies) sans exception pour leur amour et soutien inconditionnel, leurs patiences et leurs encouragements.**

**A mon binôme « Nabila » pour ses efforts et ses capacités de hauteur durant le travail.**

**G. Siham**

# Sommaire

## Chapitre I : Description de l'ouvrage et les matériaux utilisés

I.1. Description du projet .....	1
I.1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	1
1. Dimensions en plan .....	1
2. Dimensions en élévation .....	1
I.1.2. Fiche technique des différentes répartitions des surfaces .....	3
I.1.3. Données du site .....	4
I.1.4. Choix du système de contreventement .....	4
I.2. Généralités .....	4
I.2.1. Réglementation utilisée .....	4
I.2.2. Action et sollicitation .....	5
I.2.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés .....	6
a. Béton .....	6
b. Aciers .....	7

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II. Pré-dimensionnement des éléments structuraux .....	8
II.1. Les éléments secondaires .....	8
II .1.1. Pré-dimensionnement des planchers .....	8
a. Pré-dimensionnement des planchers à corps creux .....	8
b. Les poutrelles .....	9
c. Pré-dimensionnement des planchers a dalle pleines.....	10
II.1.2. Pré dimensionnement des escaliers .....	11
II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	12

II.2.1. Pré dimensionnement des poutres.....	12
a. Poutres principale.....	12
b. Poutres secondaire .....	13
II.2.2. Pré dimensionnement des voiles .....	13
II.3. Evaluation des charges et surcharges .....	14
II.4. Pré dimensionnement des poteaux .....	17
1. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau C3 .....	18
2. Calcul de l'effort normal ultime .....	22
II.5. Les vérifications nécessaires .....	22
II.6. Conclusion .....	24

## **Chapitre III : Etude des éléments secondaires**

III.1. Calcul des planchers .....	25
III.1.1 Plancher à corps creux.....	25
III.1.1.1. Les poutrelles.....	25
III.1.1.2. Etude des poutrelles.....	28
III.1.1.3 calculs des sollicitations dans les poutrelles .....	28
III.1.1.4. Ferrailages des poutrelles .....	33
III.1.1.5. Vérifications nécessaires .....	35
III.1.1.6. Vérification de la flèche pour le type Ec2.....	38
III.1.1.7. Ferrailage des poutrelles des différents planchers .....	40
III.1.1.8. Etude de la dalle de compression.....	43
III.1.2. Plancher à dalle pleine.....	44
III.1.2.1. Calcul des sollicitations à L'ELU.....	44
III.1.2.2. Ferrailage des dalles plains .....	44
III.2. Étude des escaliers.....	49
III.2.1. Calcul des sollicitations.....	50
III.2.2. Ferrailage des escaliers.....	51
III.2.3. Vérification.....	52
III.2.3. Vérification de la flèche.....	52
III.2.4. Schéma de ferrailage.....	53
III.2.5 Poutre palière.....	54
III.2.5.1. Définition.....	54

III.2.5.2. Pré dimensionnement de la poutre palière.....	54
III.2.5.3. Calcul des sollicitations .....	55
III.2.5.4. Ferrailage à l'ELU.....	55
III.2.5.5. Calcul à la torsion.....	55
III.2.5.6. Ferrailage à l'ELU après avoir augmenté la section.....	58
III.2.5.7. Calcul à la torsion après avoir augmenté la section.....	59
III.2.5.8. Schéma de ferrailage.....	59
III.3. Etude de l'acrotère.....	59
III.3.1. Evaluation des charges et surcharges.....	60
III.3.2. Ferrailage de l'acrotère.....	62
III.3.3. Les vérifications nécessaires.....	63
III.4. Etude de l'ascenseur.....	65
III.4.1. Caractéristiques d'ascenseur.....	65
III.4.2. Etude de la dalle d'ascenseur.....	65
III.4.2.1. Sous charges uniformément répartie (Dalle au-dessous de l'ascenseur) .....	65
III.4.2.1.1. Calcul du ferrailage.....	66
III.4.2.1.2. Les vérifications nécessaires.....	66
III.4.2.1.3. Vérification de la flèche.....	68
III.4.2.1.3. Schéma de ferrailage.....	68
III.4.2.2. Sous charge concentrée (Dalle au-dessus de l'ascenseur) .....	69
III.4.2.2.1. Calcul du ferrailage.....	70
III.4.2.2.2. Les vérifications nécessaires.....	72
III.4.2.2.3. Vérification de la flèche.....	72
III.4.2.2.4. Schéma de ferrailage .....	73

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

IV.1. Méthode de calcul.....	74
IV.2. Méthode spectrale.....	74
IV.3. Calcul des paramètres du spectre de réponse .....	75
IV.3.1. Nombre de modes à considérer.....	76
IV.4. Interprétation des résultats .....	79
IV.4.1. Vérification la résultante des forces sismiques.....	79
IV.4.2. Vérification de la période.....	81

IV.4.3. Vérification de l'interaction et justification du contreventement.....	81
IV.4.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	82
IV.4.5. Vérification vis-à-vis des déplacements relatifs.....	83
IV.4.6. Justification des effets P- Delta.....	84
Conclusion.....	84

## **Chapitre V : Etude des éléments structuraux**

V.1. Etude des poteaux.....	86
V.1.1. Les recommandations du RPA 99/2003.....	86
V.1.2. Sollicitations.....	88
V.1.3. Ferrailage.....	88
V.1.4. Vérifications.....	89
V.2. Etude des poutres.....	92
V.2.1. Recommandations du RPA99/V2003.....	93
V.2.2. Recommandations du BAEL.....	93
V.2.3. Calcul du ferrailage.....	93
V.3. Etude des voiles.....	100
V.3.1. Les recommandations du RPA99.....	100
V.4.1. Sollicitation de calcul.....	101
V.4.2. Calcul du ferrailage.....	101

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

VI. Etude des fondations.....	105
VI.1. Combinaisons de calcul.....	105
VI.2. Vérification de la semelle isolée.....	105
VI.3. Vérification de la semelle filante.....	106
VI.3.1. Calcul de la largeur B.....	107
VI.4. Etude d'un Radier.....	107
VI.4.1. Pré dimensionnement.....	107
VI.4.2. Calcul de la surface du radier.....	108
VI.4.3. Vérifications diverses.....	109
VI.4.3.1. Vérification des contraintes dans le sol.....	109
VI.4.3.2. Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens.....	109

VI.4.3.3. Vérification au cisaillement.....	110
VI.4.3.4. Vérification au poinçonnement.....	111
VI.4.3.5. Vérification de la poussée hydrostatique.....	111
VI.4.3.6. Vérification de la stabilité au renversement.....	111
VI.5.Ferraillage du radier.....	112
VI.6. Etude des nervures.....	117
VI.6.1. Calcul des sollicitations.....	118
VI.6.2. Ferraillage des nervures.....	118
VI.6.4. Vérification nécessaire.....	119
VI.6.5. Les armatures transversales.....	120
VI.6.6. Les armatures de peau.....	120
VI.7. Étude de voile périphérique.....	121
VI.7.1. Caractéristiques du sol.....	122
VI.7.2 Ferraillage du voile périphérique.....	124

# *Liste des figures*

## **CHAPITRE I : Description de l'ouvrage et les matériaux utilisés**

Figure II.1. Coupe A-A de la structure.....	2
---	---

## **CHAPITRE II : pré dimensionnement des éléments**

Figure II.1. Schéma d'une dalle à corps creux.....	8
Figure II.2. Disposition des poutrelles et le repérage de poteau le plus sollicité.....	9
Figure II.3. Coup transversale d'une poutrelle.....	9
Figure II.4. Constituants d'un escalier.....	11
Figure II.5. Surface afférente pour le poteau C3.....	18

## **CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires**

Figure III.1. Différents types de poutrelles terrasse inaccessible.....	26
Figure III.2. Différents types de poutrelles de terrasse accessible.....	26
Figure III.3. Différents types de poutrelles des étage 7.....	27
Figure III.4. Différents types de poutrelles des étage 1,2,3,4,5,6.....	27
Figure III.5. Différents types de poutrelles RDC.....	27
Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle.....	28
Figure III.7. Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à deux travées.....	29
Figure III.8. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à deux travées.....	30
Figure III.9. Schémas de ferrailages des poutrelles terrasse inaccessible.....	42
Figure III.10. Schémas de ferrailages des poutrelles terrasse accessible.....	42
Figure III.11. Schémas de ferrailages des poutrelles étage 7.....	42
Figure III.12. Schémas de ferrailages des poutrelles étages 1-6.....	43
Figure III.13. Schémas de ferrailages des poutrelles RDC.....	43
Figure III.14. Dalle (D5).....	44
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la dalle (D5).....	49
Figure III.16. Vue en plan de l'escalier à deux volées.....	49
Figure III.17. Schéma statique à 2 volées.....	50
Figure III.18. Schéma ferrailage des escaliers.....	53
Figure III.19. Schéma statique de la poutre palière.....	54

Figure.III.20. Section creuse équivalente.....	56
Figure.III.21.Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	59
Figure.III.23. Coupe transversale de l'acrotère.....	60
Figure.III.24. Section de l'acrotère à ferrailer.....	62
Figure. II.25. Schéma de ferrailage acrotère.....	64
FigureIII.26. Vue en plan et coupe vertical de l'ascenseur. ....	65
FigureIII.27. Schéma ferrailage dalle au-dessous de l'ascenseur.....	68
FigureIII.28. Schéma ferrailage dalle au-dessous de l'ascenseur.....	73

## **CHAPITRE IV : Etude dynamique**

Figure.IV.2. Disposition des voiles.....	75
Figure.IV.3.vue en 3D de la structure.....	76
Figure.IV.3.Translation (Y-Y) $T_1 = 0.871$ .....	77
Figure.IV.4.Translation (X-X) $T_2 = 0.827$ .....	77
Figure.IV.5.Torsion $T_3 = 0.618$ .....	78

## **CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux**

Figure.V.1. Zone nodale. ....	87
Figure.V.2.Section d'un poteau.....	90
Figure.V.3. Schémas de ferrailage des poteaux des différent niveaux.....	98
Figure.V.4..La zone nodale.....	101
Figure.V.5.Schéma des contraintes.....	104
Figure.V.6. Schéma de ferrailage des voiles $V_{x1}$ et $V_{x2}$ en RDC.....	104

## **CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure**

Figure.VI.1.Semelle isolée.....	106
Figure.VI.2.Répartition des efforts dans la semelle filante.....	115
Figure.VI .3. Schéma de ferrailage du radier.....	116
Figure.VI.5.Répartition des charge sur la nervure la plus sollicité selon le sens X-X.....	117
Figure.VI.6.Répartition des charge sur la nervure la plus sollicité selon le sens Y-Y.....	117
Figure.VI.7. Schéma de ferrailage des voiles périphériques.....	125

# *Liste des Tableaux*

## **CHAPITRE I : Description de l'ouvrage et les matériaux utilisés**

Tableau I.1 : différentes répartitions des surfaces.....	3
Tableau I.2 Caractéristiques des aciers utilisés.....	7

## **CHAPITRE II : pré dimensionnement des éléments**

Tableau II.1. Escalier orientés à deux volées.....	12
Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible.....	14
Tableau II.3. Evaluation des charges de plancher terrasse accessible.....	15
Tableau II.4. Evaluation des charges de plancher d'étage courant.....	15
Tableau II.5 Evaluation des charges de plancher à dalle pleine.....	16
Tableau II.6 Evaluation des charges de Mur double cloison.....	16
Tableau II.7 Evaluation des charges du palier.....	16
Tableau II.8 Evaluation des charges de la volée.....	17
Tableau II.9. Dimensions préliminaires et poids propre des poteaux .....	17
Tableau II.10. Descente de charge sur le poteau C3.....	22
Tableau II.11. Vérification à la résistance à tous les niveaux de poteau C3.....	22
Tableau II.12. Vérification des poteaux au flambement.....	23

## **CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires**

Tableau. III.1. Charges sur les poutrelles.....	28
Tableau. III.2. Sollicitations dans tous les types de poutrelles à L'ELU et L'ELS du plancher étage 1-6.....	31
Tableau. III .3. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles à L'ELU et L'ELS du plancher terrasse inaccessible.....	31
Tableau. III .4. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles à L'ELU et L'ELS du plancher terrasse accessible.....	32
Tableau. III .5. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles à L'ELU et L'ELS du plancher étage 1-6.....	32
Tableau. III .6. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles à L'ELU et L'ELS du plancher étage 7.....	32

Tableau. III.7. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles à L'ELU et L'ELS du plancher RDC.....	32
Tableau. III.8. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents types de poutrelles.....	41
Tableau. III.9. Vérification nécessaires des poutrelles a l'ELU.....	41
Tableau III.10. Vérification des contraintes des poutrelles à l'ELS.....	41
Tableau.III.11. Données des différents types de dalles pleines.....	44
Tableau.III.12. Sollicitations et ferrailage des différentes dalles pleines sur 3 appuis.....	46
Tableau.III.13. Sollicitations et ferrailage des différentes dalles pleines sur 2 appuis perpendiculaire.....	46
Tableau.III.14. Sollicitations et ferrailage des différentes dalles pleines sur 4 appuis.....	47
Tableau. III.15. Chargement sur la volée (ELS, ELU).....	50
Tableau.III.16. Ferrailage de la volée.....	51
Tableau.III.17. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	52
Tableau.III.18. Vérification de la flèche à l'ELS de l'escalier.....	53
Tableau.III.19. Récapitulation des ensembles des sollicitations de la poutre palière.....	55
Tableau.III.20. Ferrailage de la poutre palière.....	55
Tableau.III.21. Récapitulation de l'ensemble des sollicitations après augmentation de la section.....	57
Tableau.III.22. Ferrailage de la poutre palière après augmentation de la section.....	57
Tableau.III.23. Vérification des contraintes de la poutre palière.....	59
Tableau.III.24. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.....	60
Tableau.III.25. Combinaisons d'action de l'acrotère.....	61
Tableau.III.26. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous un chargement uniformément réparti.....	66
Tableau.III.27. Vérification des contraintes de la dalle au-dessus de l'ascenseur.....	68
Tableau.III.28. Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous un chargement concentré.....	70
Tableau.III.29. Vérification des contraintes de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	72

## **CHAPITRE IV : Etude dynamique**

Tableau. IV.1. Valeurs des pénalités.....	75
Tableau. IV.2. Période et taux de participation massique de la structure.....	78
Tableau. IV.3. Interaction sous charge horizontale.....	81
Tableau. IV.4. Interaction sous charge horizontale.....	82

Tableau. IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	83
Tableau.IV.6. Vérification des déplacements relatifs.....	83
Tableau.IV.7.Vérification de l'effet P-Delta.....	84
Tableau.IV.8. Dimensions finales des éléments structuraux.....	85

## **CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux**

Tableau.V.1. Les sollicitations dans les différents poteaux.....	88
Tableau.V.2.Ferraillage des poteaux.....	88
Tableau.V.3.Armatures transversale dans les poteaux.....	89
Tableau.V.4.Vérification au flambement.....	90
Tableau.V.5.Vérification des contraintes dans le béton pour les.....	91
Tableau.V.6. Vérification aux sollicitations tangents.....	91
Tableau.V.7. Dimensions des poutres. ....	92
Tableau.V.8. Sollicitations des poutres.....	93
Tableau.V.9. Ferrailages des poutre principales et secondaire des Etage courant et Terrasse inaccessible.....	95
Tableau.V.10. Vérification de l'effort tranchant dans les poutres principales et secondaire.	95
Tableau.V.11. Calcule des espacements des armateurs transversaux.....	96
Tableau.V.12. Vérification de l'état limite de compression de béton.....	97
Tableau.V.13.Schémas ferrailages des poutres.....	98
Tableau.V.14. Moments résistants dans les poteaux.....	99
Tableau.V.15. Moments résistants dans les poutres.....	99
Tableau.V.16. Vérification des zones nodales.....	99
Tableau.V.17. Sollicitations dans les voiles. ....	101
Tableau.V.18. Ferrailage des voiles $V_{x1}$ - $V_{x3}$ .....	102
Tableau.V.19. Ferrailage des voiles $V_{x2}$ .....	103
Tableau.V.20. Ferrailage des voiles $V_{y1}$ - $V_{y2}$ .....	104

## **CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure**

Tableau.VI.1. Les efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.....	106
Tableau VI.2. Ferrailage du radier à l'ELU.....	113
Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'ELS.....	114

Tableau VI.4. Vérification des contraintes après augmentation de la section d'armatures à l'ELS.....	114
Tableau VI.6. Vérification des contraintes à L'ELS .....	116
Tableau VI.7. Tableau des sollicitations a L'ELU dans les deux sens.....	118
Tableau VI.8. Tableau des sollicitations a L'ELS dans les deux sens.....	118
Tableau.VI.9. Calcul de ferrailages des nervures.....	119
Tableau.VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS. ....	120
Tableau.VI.11. Calcul des armatures à l'ELS.....	120
Tableau VI.12. Ferrailage des nervures.....	121
Tableau VI.13. Ferrailage des voiles périphérique à l'ELU.....	123
Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS.....	124
Tableau VI.15. Vérification des contraintes après augmentation de la section d'armatures	124

# *Symboles et notations*

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**Q** : Facteur de qualité.

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

**A<sub>s</sub>** : Aire d'une section d'acier.

**A<sub>t</sub>** : Section d'armatures transversales.

**B** : Aire d'une section de béton.

**B<sub>r</sub>** : Section réduit

**∅** : Diamètre des armatures, mode propre.

**C** : Cohésion.

**q** : Capacité portante admissible.

**Q** : Charge d'exploitation.

**σ<sub>c</sub>** : Contrainte de consolidation.

**K<sub>t</sub>** : Facteur de terrain.

**Z<sub>0</sub>** : Paramètre de rugosité.

**Z<sub>min</sub>** : Hauteur minimale.

**F<sub>fr</sub>** : Force de frottement.

**R** : Force résultante.

**γ<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité dans l'acier.

**γ<sub>b</sub>** : Coefficient de sécurité dans le béton.

**σ<sub>s</sub>** : Contrainte de traction de l'acier.

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression du béton.

**σ̄<sub>s</sub>** : Contrainte de traction admissible de l'acier.

**σ̄<sub>bc</sub>** : Contrainte de compression admissible du béton.

**σ<sub>u</sub>** : Contrainte ultime de cisaillement.

**σ** : Contrainte tangentielle.

**β** : Coefficient de pondération.

**σ<sub>sol</sub>** : Contrainte du sol.

**σ<sub>m</sub>** : Contrainte moyenne.

**G** : Charge permanente.

**V<sub>0</sub>** : 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.

**$V_u$**  : Effort tranchant ultime.

**$T$**  : Effort tranchant / Période.

**$S_t$**  : Espacement.

**$X$**  : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

**$e$**  : Epaisseur.

**$F$**  : Force concentrée.

**$f$**  : Flèche.

**$\bar{f}$**  : Flèche admissible.

**$D$**  : Fiche d'ancrage.

**$L$**  : Longueur ou portée.

**$L_{max}$**  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successive.

**$l'$**  : Longueur fictive.

**$L'_g$**  : Longueur fictive gauche

**$l'_d$**  : Longueur fictive droite.

**$L_f$**  : Longueur de flambement.

**$W$**  : Poids total de la structure.

**$R$**  : Coefficient de comportement global.

**$n$**  : Nombre de marches sur la volée.

**$d$**  : 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 à la base.

**$I$**  : Moment d'inertie.

**$f_i$**  : Flèche due aux charges instantanées.

**$f_v$**  : Flèche due aux charges de longue durée.

**$I_{fi}$**  : 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'âge.

**$f_{t28}$**  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

**$F_{cj}$**  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

**$K$**  : Coefficient de raideur de sol.

**$Y$**  : Position de l'axe neutre.

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

# Introduction générale

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectonique, donc elle se représente étant une région à forte activité sismique.

A nos jours, les tremblements de terre, avec leur cortège des pertes en vie humaines, constituent le souci fondamental de l'ingénieur en bâtiment, qui cherche à concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments

Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu du manier à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis-à-vis de sa ruine et garde un bon comportement de service vis-à-vis de sa durabilité, son aspect architectural ou encore le confort de ses usagers

Pour atteindre un tel objectif, l'ingénieur ne doit pas contenter d'appliquer simplement les règlements, mais la compréhension des facteurs déterminant le comportement de la structure est fondamentale

A cet effet, dans notre projet d'étude d'un hôtel en (R+7 + deux sous-sol) assuré par un contreventement mixte (voiles-portique), en plus des calculs statiques sont l'objet des trois premiers chapitres, la recherche d'un bon comportement dynamique pour différentes dispositions des voiles constitue l'étape cruciale de l'étude dynamique qui sera exposée au chapitre quatre (IV), ce chapitre contient aussi les différentes vérifications vis-à-vis des efforts et des déplacements. Après avoir adopter le bon model et possédant les sollicitations, le ferrailage des éléments principaux et le calcul de l'infrastructure feront l'objet des chapitres cinq (V) et six(VI).

## CHAPITRE I : Description de l'ouvrage et les matériaux utilisés :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un hôtel. Sa structure est en R+7+2 sous-sol implantée dans la ville Draria. Cette région est classée selon le Règlement parasismique Algérien comme une zone de forte sismicité (zone III).

### I.1. Description du projet

#### I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

##### 3. Dimensions en plan :

- La longueur totale ..... **31 m**
- La largeur ..... **13,10 m**

##### 4. Dimensions en élévation :

- Hauteur de sous-sol 1 ----- **2.95 m**
- Hauteur de sous-sol 2 ----- **2.95 m**
- Hauteur du RDC ----- **3.80 m**
- Hauteur des étages courants----- **3.40 m**
- Hauteur d'acrotère----- **0.60 m**
- Hauteur total sans acrotère ----- **32.2 m**
- Hauteur total y compris l'acrotère ----- **32.8 m**

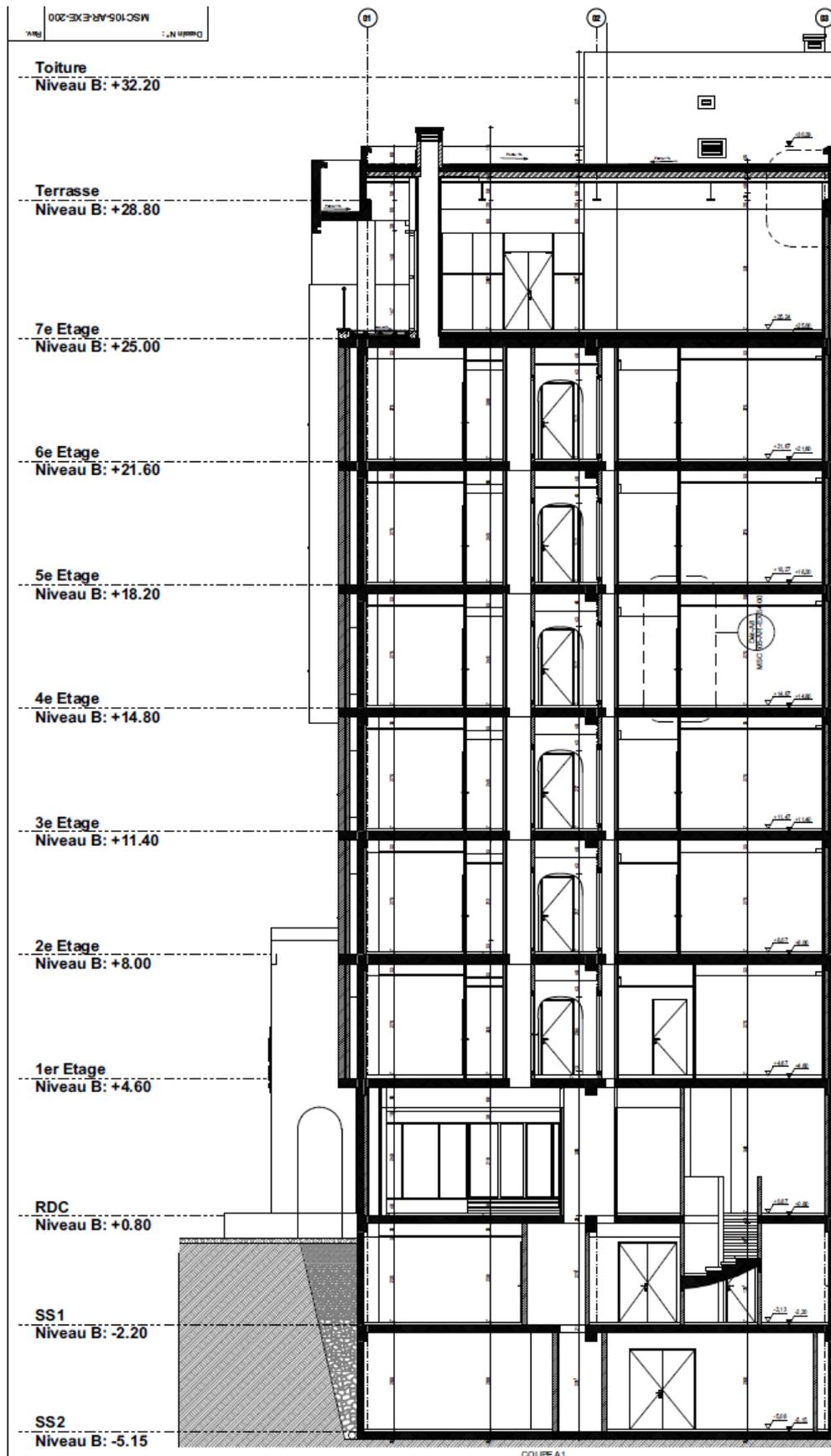


Figure II.1. Coupe A-A de la structure

## CHAPITRE I Description de l'ouvrage et les matériaux utilisés

### I.1.2. Fiche technique des différentes répartitions des surfaces :

Etage	Désignation	Surface (m <sup>2</sup> )
Sous-sol 2	-Dépôt	8.17
	-Dépôt	36.77
	-Maintenance	78.74
	-LT Electricité	19.11
	-local	30
Sous-sol 1	-Repassage	59.38
	-Dégagement	6.18
	-Dortoir	40.49
	-Local technique	5.52
	-Bureaux	79.64
RDC	-Hall de réception	69.02
	-Entrée des employés	11.17
	-Toilette femmes	2.75
	-Toilette hommes	2.9
	-Toilette handicapés	4.01
	-Restaurant	119.89
Etage 1,2,3	-Deux grands suites	53.68
	-Six chambres doubles de différentes surfaces	20.76
	-Couloir	41.95
Etage 4,5,6	-Trois grands suites	54.19
	-Quatre chambres de différentes surfaces	20.84
	-Couloir	41.95
Etage 7	-Restaurant	91.87
	-Cuisine	7.75
	-Salle de conférence	109.48
	-Toilette femmes	3.62
	-Toilette hommes	3.3
	-Toilette handicapés	3.11
	-Hall	
Terrasse	-Terrasse inaccessible	117.58
	-Terrasse accessible	122.78
	-Chaufferie	23.51

Tableau I.1 : Différentes répartitions des surfaces

### I.1.3. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone de forte sismicité (zone III). Selon la règle (**Art 3.1 RPA 99/ version 2003**).
- La contrainte admissible du sol = **1.5 bars** selon le rapport de sol.
- Le site est considéré comme meuble (S3) (**Art 3.3.1 RPA 99/ version 2003**)
- Groupe d'usage 2.

## **I.1.4. Choix du système de contreventement :**

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA ; et puisqu'il répond aux conditions de l'article **(1-b du RPA99 version 2003)**, et qu'il dépasse les 14m de hauteur, donc le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification de l'interaction.

## **I.2. Généralités :**

### **I.2.1. Documents et réglementation utilisée :**

- **RPA, DTR B.C 2-4.8** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003)
- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- **BAEL 91** (Béton Armé aux Etats Limites)
- **DTR B.C.2.2** (Document technique Règlementaire Charges permanentes et charges d'exploitation).
- **DTR B.C.2.331** (Règles de calculs des fondation superficielles).
- **DTR** sur les cuvelages.

### **I.2.2. Action et sollicitation :**

#### **1. Action :**

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées ou aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouve dans deux types de situations, à savoir durables et accidentelles, durant lesquelles s'exercent des actions. On distingue :

- a. Les actions permanentes (G) :** Ce sont des actions dont l'intensité varie très peu dans le temps elles comportent :
  - Poids propre des éléments.
  - Poussée des terres ...etc.
- b. Les actions variables (Qi) :** Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :
  - Surcharge d'exploitation et charges appliquées au cours d'exécution.
  - Charges climatiques (neige, vent) plus les actions de température, du retrait...etc.

- c. **Les actions accidentelles ( $F_a$ )** : Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (séisme, explosion ...etc.).

### 2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts et des moments calculer à partir des actions

#### a. Combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent des combinaisons d'actions définis comme suit :

#### ✓ Combinaison du CBA93 :

- ELU :  $1.35G + 1.5Q$
- ELS :  $G + Q$

#### ✓ Combinaisons d'actions données par le RPA99 version 2003 :

- $G + Q \pm E$  (E : effort de séisme).
- $0,8G \pm E$  (pour les fondations).

### I.2.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

La structure de notre bâtiment est conçue avec du béton armé, qui est constituée de béton et d'acier.

#### I.2.4.a. Béton :

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau, et éventuellement de produits d'addition.

##### ➤ Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jour d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{cj}$ . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16× 32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

$$f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

##### ➤ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton est notée par  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{t28} \\ f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

#### I.2.4.b. Aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

## CHAPITRE I Description de l'ouvrage et les matériaux utilisés

- Aciers rond lisse (RL) pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers de haute adhérence (HA) pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

### ➤ Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de $[\psi]$ scellement
Aciers en Barre	HA FeE400	HA	400	480	1,6	1,5
Aciers en treillis	(TS)TL520 ( $\emptyset < 6$ )	TS	520	550	1,3	1

**Tableau I.2** Caractéristiques des aciers utilisés.

### Conclusion

Après avoir choisis les matériaux à utiliser dans notre projet on a passé directement au chapitre de pré dimensionnement des éléments.

**CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments**

Le but de pré dimensionnement est de définir les dimensions provisoires et approximatives des éléments de la structure (poteaux, poutres, dalles, voiles) pour estimer leur poids propre tout en respectant les règles générales en vigueur **BAEL 91 et RPA99 Version 2003**.

Les sections obtenues ne sont pas définitives, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

**II.1. Pré-dimensionnement des éléments structuraux :**

**II .1.1. Les éléments secondaires :**

**II.1.1.1 Pré-dimensionnement des planchers :**

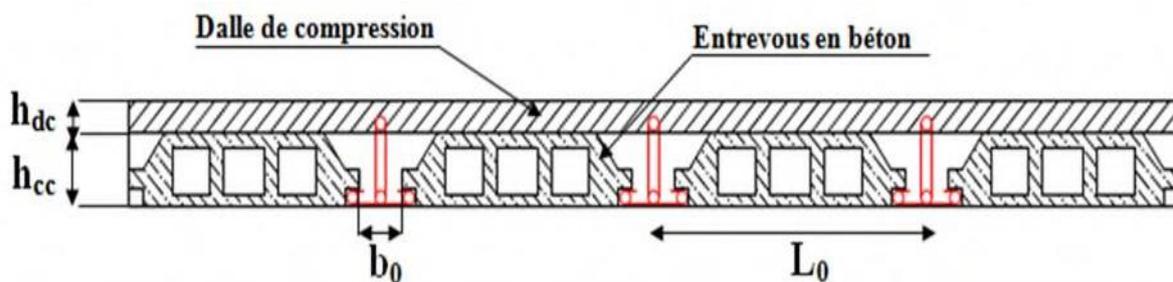
Un plancher c'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés reprendre les charge d'exploitation, les charge permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs...).

Dans ce projet les planchers utilisés sont en corps creux et dalles pleines

**a. Pré dimensionnement des planchers à corps creux :**

On appelle plancher à corps creux l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible épaisseur.

Les nervures sont en bétons armé, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.



**Figure II.1.** Schéma d'une dalle à corps creux.

- $h_{dc}$  : Hauteur de la dalle de compression.
- $h_{cc}$  : Hauteur de corps creux .
- $b_0$  : Largeur de la nervure ( 8 cm - 10 cm ).
- $L_0$  Distance entre axe des poutrelles

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :  $h_t$  : hauteur total de plancher

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

➤ **Disposition des poutrelles** : la disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Le critère de la continuité ( là où il y a plus d'appuis).

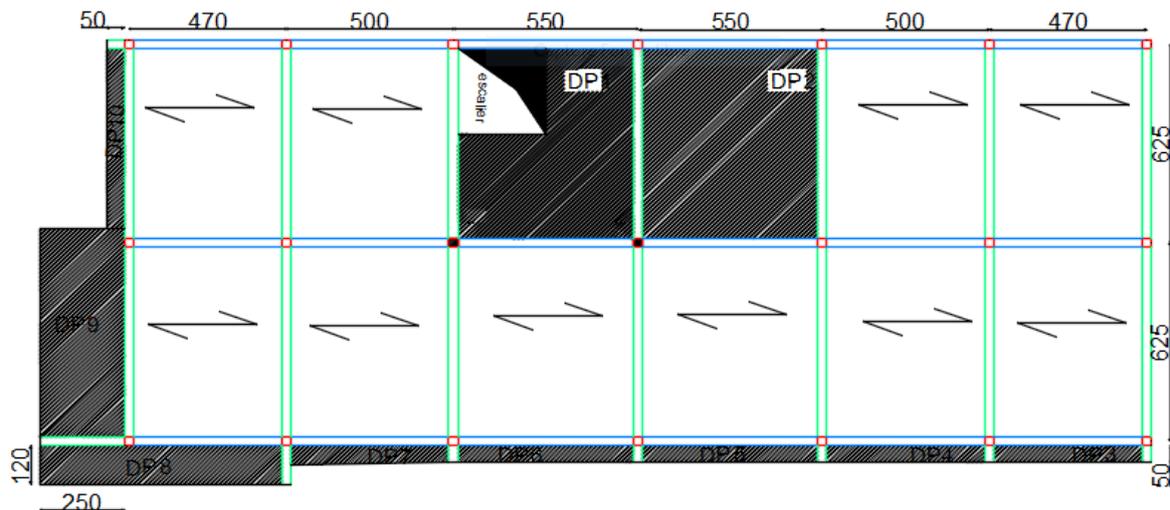


Figure II.2. Disposition des poutrelles et repérage pour le poteau le plus sollicité

$$L_{max} = 550 - 30 = 520 \text{ cm} \quad h_t \geq \frac{520}{22.5} = 23.11 \text{ cm}$$

Soit  $h_t = 24\text{cm}$

On adoptera un plancher de 24 cm (16 cm corps creux en béton armé, 04 cm coffrage perdu (en polyester), et une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

**b. Pré dimensionnement des poutrelles**

Les poutrelles sont assimilées à une section en T dont nous devons déterminer la largeur **b** (Largeur de la table de compression)

$h$  : Hauteur total de la poutrelle (hauteur du plancher)

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.

$b_0$  : Largeur de la nervure

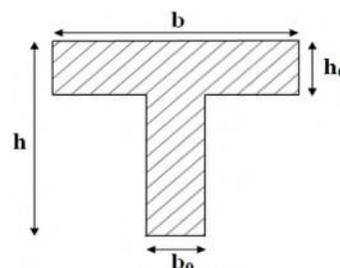


Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelles

D'après le pré dimensionnement on a un plancher ((16+4)+4) cm

$$h_t = 24 \text{ cm} = \begin{cases} h_{cc} = 16 \text{ cm} \\ h_{polyester} = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

Pour dimensionner les poutrelles il faut que :

$$0.4 \times h_t \leq b_0 \leq 0.8 \times h_t$$

$$9.6 \leq b_0 \leq 19.2 \text{ (cm)}$$

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

$$b_1 \leq \min \left( \frac{l_x}{2} ; \frac{l_y}{10} \right)$$

**L<sub>x</sub>** : la longueur entre nus d'appuis des poutrelles

**L<sub>y</sub>** : la longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

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

$$L_y = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left( \frac{55}{2} ; \frac{440}{10} \right) \text{ cm}$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

**c. Pré dimensionnement des planchers à dalle pleines :**

L'épaisseur des dalles pleines dépend plus souvent des conditions de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles en utilisant les conditions ci-après :

❖ **Résistance à la flexion**

D'après les règles (**BAEL 91**), l'épaisseur du plancher doit être calculée selon le critère de rigidité

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \begin{cases} 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ plancher porter sur deux sens} \\ \alpha \leq 0.4 \text{ plancher porter sur un seul sens} \end{cases}$$

✓ dalles reposant sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{20}$

✓ dalles reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

❖ **Résistance au feu**

$e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coupe-feu

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

$e = 17.5 \text{ cm}$  pour quatre heures de coupe-feu

On admet :  $e = 11 \text{ cm}$

❖ **Isolation phonique :**

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

**1. Dalle sur 4 appuis :** Dans notre cas les dalles qui reposent sur quatre appuis (Ascenseur), ont une portée égale à  $L_x = 520$  cm .

$$\text{On aura : } \frac{520}{50} \leq e \leq \frac{520}{40}$$

$$\text{Soit : } e = 12 \text{ cm}$$

**2. Dalle sur 2 appuis :** Dans notre cas les dalles qui reposent sur deux appuis (décrochements), ont une portée égale à  $L_x = 250$  cm .

$$\text{On aura : } \frac{250}{35} \leq e \leq \frac{250}{20}$$

$$\text{Soit : } e = 12 \text{ cm}$$

Nous retenons donc comme épaisseur des dalles  $e = 15$  cm.

### II.1.2. Pré dimensionnement des escaliers :

#### II.1.2.a. Définition :

Un escalier est un élément qui permet de relier les différents niveaux. L'escalier est constitué d'une succession régulière de plans horizontaux constituant en des marches et des paliers.

Notre construction comporte deux types d'escalier :

- Type1 : escalier en béton armé à deux volée reliant entre les différents niveaux.
- Type2 : escalier en bois reliant le sous-sol 1 et RDC.

#### Terminologie :

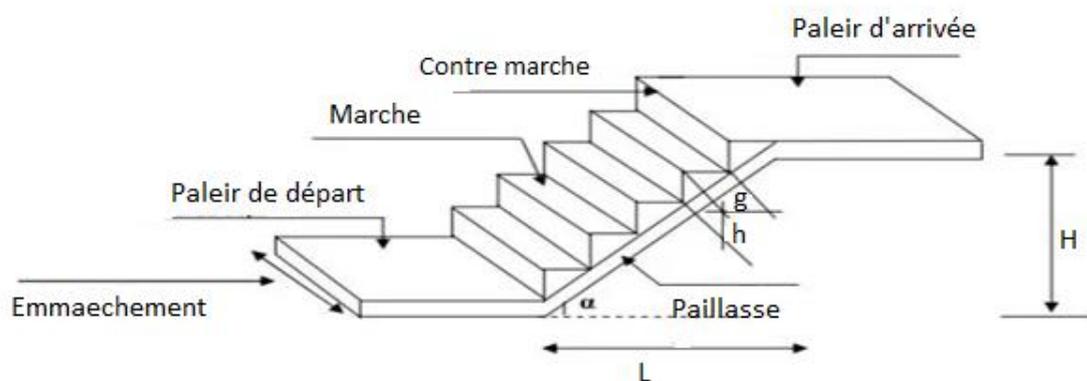


Figure II.4 : Constituants d'un escalier

♦ **Escalier à deux volées:**

Niveau	h (cm)	g (cm)	$\alpha$ (°) inclinaison	lv (cm)	ep (cm)
<b>SS2/SS1</b>	16	30	28.07	270	14
<b>RDC</b>	17	27	35.13	330	17
<b>ETAGES</b>	17	27	35.3	295	15

**Tableau II.1. :** Escalier à deux volées

**II .2. Pré dimensionnement des éléments principaux :**

**II .2.1. Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leurs pré dimensionnements s’effectue selon les règles de **BAEL91** et de **RPA99 version 2003**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement se fait selon les conditions de **CBA93** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Avec : h : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d’appuis.

**a. Les poutres principales :**

$$L = 625 - 30 = 595 \text{ cm}$$

$$39.67 \text{ cm} \leq h \leq 59.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des conditions de RPA99 version 2003**

D’après l’article **7.5.1 (RPA99/2003)**

- $b \geq 20 \text{ cm}$        $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$       condition vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm}$        $h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$       condition vérifiée
- $h / b \leq 4$        $h / b = 1.5 \leq 4$       condition vérifiée

**b. Les poutres secondaires :**

$$L = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$$

$$34.67 \leq h \leq 52 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

**➤ Vérification des conditions du RPA99 version 2003**

D'après l'article 7.5.1 (RPA99/2003)

- $b \geq 20 \text{ cm}$        $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$       condition vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm}$        $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$       condition vérifiée
- $h/b \leq 4$        $h/b = 1.3 \leq 4$       condition vérifiée

**II .2.2. Pré dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

- Ils sont porteurs ce qui leur permet la reprise d'une partie des charges verticale
- Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales

L'épaisseur du voile doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Selon le **RPA 99/ (2003)**

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right] ; e_{min} \geq 15 \text{ cm.}$$

$$L \geq 4 \times e$$

- $h_e$  : hauteur libre d'étage
- $e$  : épaisseur du voile
- $L$  : la longueur du voile

**➤ Sous-sol 1 / 2**

$$h_e = 295 - 45 = 250 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left[ \frac{250}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

➤ **RDC**

$$h_e = 380 - 45 = 335 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left[ \frac{335}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Etage (1 \_7)**

$$h_e = 340 - 45 = 295 \text{ cm}$$

$$e \geq \max \left[ \frac{295}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$$

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

**II.3. Evaluation des charges et surcharges (DTR B.C.22) :**

La descente de charge a pour objectif d'étudier la distribution des charges dans une structure. Lors de cette étude, On détermine les charges qui s'appliquent sur chaque élément porteur de la structure cela nous permet de les dimensionner jusqu'au sol qui est l'élément porteur de notre structure.

➤ **Evaluation des charges :**

➤ **Plancher terrasse inaccessible**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Multicouche d'étanchéité	0.01	6	0.06
3	Isolation thermique	0.04	2	0.08
4	Forme de pente (1%)	0.1	22	2.2
5	Plancher corps creux (16+4)+4	/	/	2.75 + 0.2
6	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G				6.49
Surcharge d'exploitation Q				1

**Tableau II.2. :** Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible

➤ **Plancher terrasse accessible**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle de sol	0.008	28.44	0.2275
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Mortier de pose	0.02	20	0.4
6	Plancher corps creux (16+4)+4	/	/	2.75 + 0.2
7	Enduit de plâtre	0.01	10	0.1
Charge permanente totale G				4.04
Surcharge d'exploitation Q				1.5

**Tableau II.3.** : Evaluation des charges de plancher terrasse accessible

➤ **Plancher étage courant**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle de sol	0.008	28.44	0.2275
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Cloison de réparation	0.1	10	1
5	Plancher corps creux (16+4)+4	/	/	2.75 + 0.2
6	Enduit de plâtre	0.01	10	0.1
Charge permanente totale G				5.04
Surcharge d'exploitation Q ( Habitation)				1.5
Surcharge d'exploitation Q (Hall)				2.5
Surcharge d'exploitation Q ( Salle de conférence)				2.5
Surcharge d'exploitation Q (Restaurant)				2.5
Surcharge d'exploitation Q (Cuisine)				2.5
Surcharge d'exploitation Q (Bureau)				2.5

**Tableau II.4.:** Evaluation des charges de plancher d'étage courant

➤ **Plancher dalle pleine e = 15 cm :**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle de sol	0.008	28.44	0.2275
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Cloison de réparation	0.1	10	1
5	Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G				5.94
Surcharge d'exploitation Q (Ascenseur)				1
Surcharge d'exploitation Q (La dalle)				3.5

**Tableau II.5. :** Evaluation des charges de plancher à dalle pleine

➤ **Mur double cloison**

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Brique creuse	0.15	13	1.95
2	Enduit extérieure en ciment	0.02	10	0.2
3	Brique creuse	0.1	9	0.9
4	Enduit intérieur en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G				3.25

**Tableau II.6.:** Evaluation des charges de Mur double cloison

➤ **Les escaliers**

- Palier

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle de sol	0.008	28.44	0.2275
2	Lit de sable	0.02	18	0.36
3	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
4	Paillasse	0.17	25	4.25
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G				5.44
Surcharge d'exploitation Q				2.5

**Tableau II.7.:** Evaluation des charges du palier

- Volée

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Paillasse	$\frac{0.17}{\cos \alpha}$	25	5.2
2	carrelage horizontale	0.02	20	0.4
3	carrelage vertical	$0.02 \times \frac{h}{g}$	20	0.22
4	Mortier de pose horizontale	0.02	20	0.4
5	Mortier de pose vertical	$0.02 \times \frac{h}{g}$	20	0.22
6	Enduit de plâtre	$\frac{0.02}{\cos \alpha}$	10	0.24
7	Poids des marche	$\frac{h}{2}$	22	1.87
Charge permanente totale G				8.31
Surcharge d'exploitation Q				2.5

**Tableau II.8.** : Evaluation des charges de la volée

**II.4. Pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple. Nous choisissons le poteau le plus sollicité de la structure. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

**Calcul les surfaces d'influence pour le poteau C3 : (Figure II.1.2)**

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique (zone III) :

- $b \geq 20$  cm
- $h \geq 30$  cm
- $h / b \leq 4$

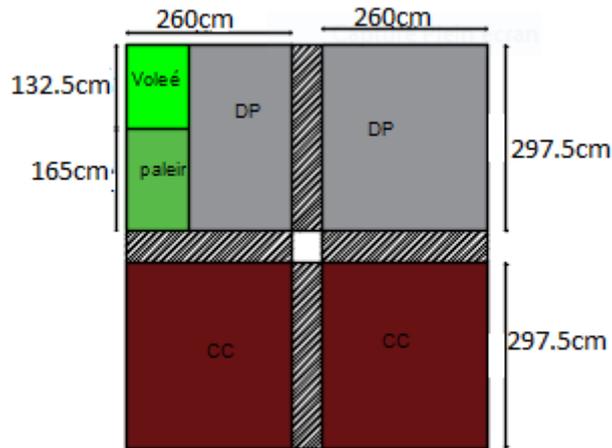
Niveaux	Dimension (b*h) cm <sup>2</sup>	Poids propres (KN)
So-Sol 1 et 2	55 *60	24.34
RDC	50*55	26.13
1 <sup>er</sup> étage	50*55	23.38
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>em</sup> étage	45*50	19.13
4 <sup>eme</sup> étage et 5 <sup>eme</sup> étage	40*45	15.3
6 <sup>eme</sup> étage et 7 <sup>eme</sup> étage	35*40	11.9

**Tableau II.9.** : Dimensions préliminaires et poids propre des poteaux

**II.4.4. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau C3 :**

Exemple de calcul :

➤ **Etage courant :**



**Figure.II.5.** Surface afférente pour le poteau C3

- **Corps creux :**

• **Sous G :**

$$S_{affG.cc} = S3 + S4 = 15.47 \text{ m}^2$$

$$P_{G.cc} = G * S_{affG.cc} = 5.04 * 15.47 = 77.97 \text{ kN}$$

• **Sous Q :**

$$S_{affQ.cc} = S_{affG.cc} + S_{poutre} = 18.8 \text{ m}^2$$

$$P_{Q.cc} = Q * S_{affQ.cc} = 28.22 \text{ kN}$$

- **Escaliers :**

• **Sous G :**

$$P_{G.palier} = G_{palier} * S_{affG} = 5.44 * 1.65 = 8.98 \text{ kN}$$

$$P_{Voleé} = G_{Voleé} * S_{affG} = 8.31 * 1.325 = 11.01 \text{ kN}$$

• **Sous Q :**

$$P_{escalier} = Q_{escalier} * ( S_{affpalier} + S_{affVoleé} ) = 7.44 \text{ Kn}$$

- **Dalle pleine :**

- **Sous G :**

$$S_{\text{affG.dp}} = S_{1\text{DP}} + S_2 = 12.5 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{G.dp}} = G * S_{\text{affG}} = 5.94 * 12.5 = 74.4 \text{ Kn}$$

- **Sous Q :**

$$S_{\text{affQ.dp}} = S_{\text{affG}} + S_{\text{poutre}} = 15.85 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{Q.dp}} = 39.6 \text{ Kn}$$

➤ **Application de la loi de dégression :**

La dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, bâtiments à usages d'habitation et bureaux sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour de locaux industriels et commerciales.

Les règles du **BAEL** nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité de la charge sur tous les planchers.

Soit :  $Q_0$ , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment

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

Sous la terrasse :  $Q_0$

Sous le 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + Q_1$

Sous le 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$

Sous le 5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 4<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 3<sup>ème</sup> étage :  $Q_0 + 0,80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages supérieurs (pour  $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \sum_{i=1}^n Q_i$

n : Nombre d'étage à partir du sommet du bâtiment

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau C3 sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Etage	Niveau	Eléments	$P_G$ (Kn)	$P_Q$ (Kn)
Etage 7	N1	Plancher	200.8	
		Poutre	35.68	
		Poteau	11.9	
		Murs ext	29.64	
		$\Sigma$	278.02	34.28
Etage 06	N2	Venant de N1	278.02	
		Plancher	172.21	
		Poutre	35.68	
		Poteau	11.9	
		Murs	29.64	
		$\Sigma$	527.45	102.1
Etage 05	N3	Venant de N2	527.45	
		Plancher	172.21	
		Poutre	35.68	
		Poteau	15.3	
		Murs	29.64	
		$\Sigma$	780.28	177.27
Etage 04	N4	Venant de N6	780.28	
		Plancher	172.21	
		Poutre	35.68	
		Poteau	15.3	
		Murs	29.64	
		$\Sigma$	1285.94	237.48
Etage 03	N5	Venant de N5	1285.94	
		Plancher	172.21	
		Poutre	35.68	

		Poteau	19.13	
		Murs	29.64	
		$\Sigma$	1542.6	290.16
Etage 02	N6	Venant de N4	1542.6	
		Plancher	172.21	
		Poutre	35.68	
		Poteau	19.13	
		Murs	29.64	
		$\Sigma$	1799.26	335.32
Etage 01	N7	Venant de N3	1799.26	
		Plancher	172.21	
		Poutre	35.68	
		Poteau	23.38	
		Murs	29.64	
		$\Sigma$	2060.17	372.95
RDC	N8	Venant de N2	1799.26	
		Plancher	172.21	
		Poutre	35.68	
		Poteau	26.13	
		Murs	29.64	
		$\Sigma$	2323.83	403.07
Sous-sol 2	N9	Venant de N1	2323.83	
		Plancher DP	156.89	
		Poutre	35.68	
		Poteau	24.34	
		Murs	29.64	
		$\Sigma$	2570.4	411.15

Sous-sol 1	N10	Venant de N1	22570.4	
		Plancher DP	156.89	
		Poutre	35.68	
		Poteau	24.34	
		$\Sigma$	2787.30	448.81

**Tableau II.10.** Descente de charge sur le poteau C3

**II.4.3. Calcul de l'effort normal ultime :**

A la base de poteau C3 on a :

$N_G = 2787.3 \text{ KN}$  et  $N_Q = 448.81 \text{ Kn}$

$N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

$N_u = 4436.05 \text{ Kn}$        $N_s = 3235,81 \text{ Kn}$

D'après le **BAEL 91/99** l'effort  $N_u$  doit être majoré de :

- 10%  $\Rightarrow$  portique à plusieurs travées.
- 15%  $\Rightarrow$  portiques à 2travées.

Dans notre cas, le portique a deux travées, donc l'effort  $N_u$  sera majoré de 15%.

Donc :  $N_{u^*} = 1,5 \cdot N_u \rightarrow N_{u^*} = 1,15 \times 4436.05 = 5101.5 \text{ Kn}$

**II.4.5. Les vérifications nécessaires :**

**a. Vérification à la compression simple :**

On doit vérifier que :  $\frac{N_{u^*}}{B} \leq 0.6 \cdot f_{c28}$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \cdot f_{c28}} = B_{cal}$$

**Exemple de calcul :**

Or :  $B = 0,55 \times 0,60 = 0,33 \text{ m}^2$

$B = 0,35 \text{ m}^2 > \frac{5101.5}{0.6 \cdot 25} = 0,34 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$  condition vérifiée

Ce tableau résume les vérifications à la compression simple à tous les niveaux de poteau

Etages	Section(cm <sup>2</sup> )	B(m <sup>2</sup> )	Nu' (MN)	B <sub>cal</sub> (m <sup>2</sup> )	B ≥ B <sub>cal</sub>
SS1/SS2	55×60	0.33	5.1015	0.34	Vérifiée
RDC	50×55	0.275	4.3	0.29	Vérifiée
Etage 1	50×55	0.275	3.8	0.26	Vérifiée
Etage 2/3	45×50	0.225	3.7	0.24	Vérifiée
Etage 4/5	40×45	0.18	2.4	0.16	Vérifiée
Etage 6/7	35×40	0.14	0.99	0.066	Vérifiée

**Tableau II.11.** Vérification à la résistance à tous les niveaux du poteau C3

➤ **Vérification à la stabilité de forme :**

D'après le (CBA93) on doit faire la vérification suivante :

$$N_{u^*} \leq \alpha \times \left[ \frac{Br \times Fc28}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times Fe}{\gamma_s} \right] . \text{CBA93[Art B.8.4.1]}$$

**Exemple de calcul :**

Vérification a la stabilité de forme pour le poteau C3 à la base :

$$L_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,8 \rightarrow L_f = 2,66 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,55 \times 0,6^3}{12} = 9,9 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{9,9 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,6}} = 0,17 \text{ m}$$

$$\text{Ce qui donne : } \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,66}{0,17} \rightarrow \lambda = 15,36 < 50$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,82$$

Selon le **BAEL** :

$$As \in [ 0,8\% Br ; 1,2\% Br]$$

On prend :  $As = 1\% Br$ .

$$\text{Donc : } Br^{cal} \geq \frac{N_{u^*}}{\alpha} \times \frac{1}{\left[ \frac{fc28}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{Fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Nous avons :

$$Br = (55-2) \times (60-2) \times 10^{-4} = 0,31 \text{ m}^2$$

⇒ Donc le poteau ne risque pas de se flamber.

Ce tableau résume les vérifications aux flambements à tous les niveaux du poteau C3

Etages	Section	Nu'	B(m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	I (m)	L <sub>0</sub>	L <sub>f</sub>	λ	α	Br(m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> <sup>cal</sup>
SS1/SS2	55×60	5.1015	0.33	9.9×10 <sup>-3</sup>	0.17	2.95	2.065	12.15	0.83	0.3074	0.28
Rdc	50×55	4.3	0.275	6.9×10 <sup>-3</sup>	0.15	3.8	2.66	17.73	0.81	0.25	0.24
Etage1	50×55	3.8	0.275	6.9×10 <sup>-3</sup>	0.15	3.4	2.38	15.87	0.82	0.25	0.21
Etage	45×50	3.7	0.225	4.7 ×10 <sup>-3</sup>	0.14	3.4	2.38	17	0.81	0.21	0.21
Etage	40×45	2.4	0.18	3.04×10 <sup>-3</sup>	0.13	3.4	2.38	18.3	0.81	0.16	0.13
Etage	35×40	0.99	0.14	1.9×10 <sup>-3</sup>	0.12	3.4	2.38	19.8	0.8	0.13	0.05

**Tableau II.12.** Vérification des poteaux au flambement.

**c. Vérification des conditions de RPA 99/2003 :**

On vérifie le poteau de dernier étage (35\*40) cm<sup>2</sup>

$$\text{Zone III} \left\{ \begin{array}{ll} \min(35; 40) \geq 30 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ \min(35; 40) \geq \frac{316}{20} = 15,8 & \text{vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{40}{35} < 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

**II.5. Conclusion**

Le pré dimensionnement des éléments se fait selon les exigences de pré dimensionnement données par le **RPA99v2003**, **BAEL 91/99** et **CBA93**, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des différents éléments à adopter.

**a. Les éléments non structuraux :**

- Hauteur de plancher à corps creux  $h_t = ((16+4)+4)$  cm
- L'épaisseur de l'escalier :  $e=20$  cm
- L'épaisseur des dalles pleines :  $e= 15$  cm

**b. Les éléments structuraux :**

- Les voiles :  $e=20$  cm
- Les poutres :
  - Poutres principales (30\*45) cm<sup>2</sup>
  - Poutres secondaires (30\*40) cm<sup>2</sup>
- **Les poteaux :**
  - Sou sol 1 et Sou sol 2  $(b*h) = (55*60)$  cm<sup>2</sup>
  - RDC et 1<sup>er</sup> étage  $(b*h) = (50*55)$  cm<sup>2</sup>
  - 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage  $(b*h) = (45*50)$  cm<sup>2</sup>
  - 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage  $(b*h) = (40*45)$  cm<sup>2</sup>
  - 6<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage  $(b*h) = (35*40)$  cm<sup>2</sup>

**CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires**

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont :

**III.1. Calcul des planchers****III.1.1 Plancher à corps creux**

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, de poutrelles et de dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelles.
- Dalle de compression.

**III.1.1.1. Les poutrelles :****1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe trois méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire, la méthode de Caquot et la méthode de la RDM.

- **Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL 91/99)**
- **Conditions d'application (BAEL. Art.6.2.210)**

Pour le calcul des moments sur appuis et en travées d'une poutre continue, on se sert de la méthode forfaitaire à condition de vérifier les conditions suivantes :

- Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min (5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2\text{G})$  ;
- Les portées successives doivent satisfaire la condition  $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$  ;
- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (F.P.N) ; Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ( $I = \text{Constant}$ ).
- **Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)**
- **Condition d'application**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ( $Q > \min (5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2\text{G})$ ).

**Principe de la méthode**

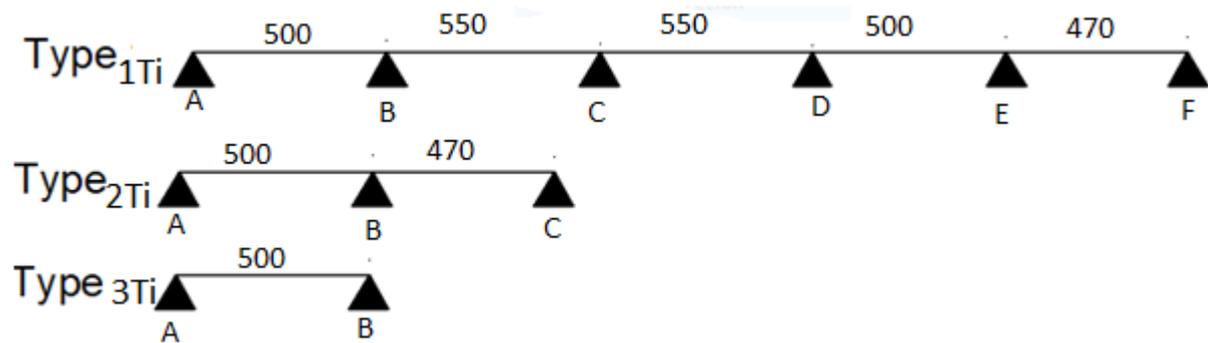
Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d’inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l’amortissement des efforts de chargement des travées successives.

**Remarque :**

Si l’une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n’est pas observée, on utilise la méthode de Caquot minorée, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par  $G' = 2/3 G$ .

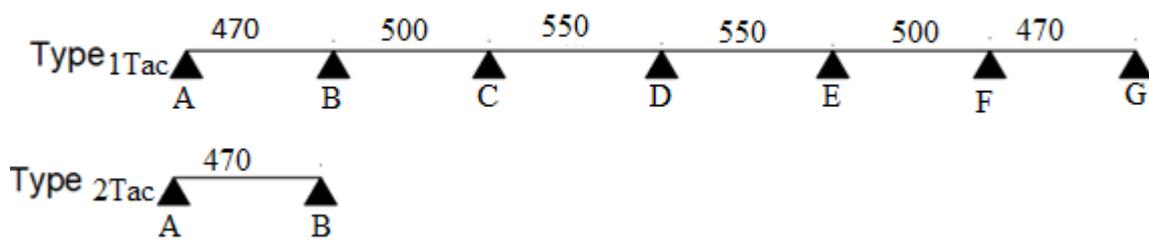
**2. Types de poutrelles**

➤ **Terrasse inaccessible**



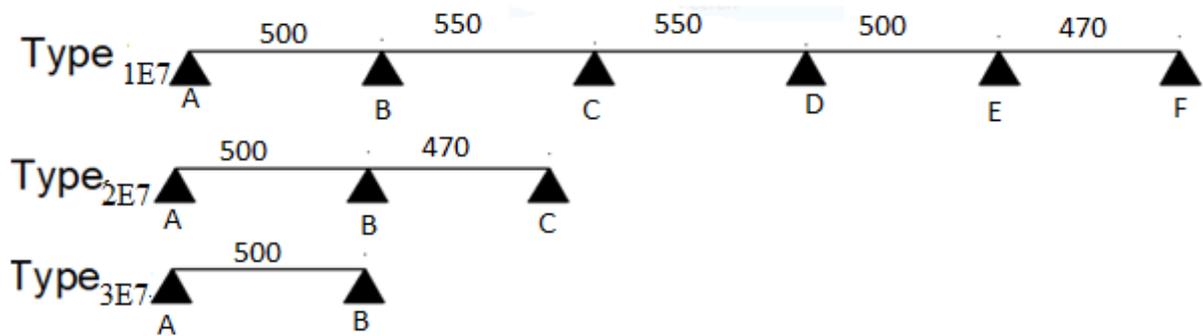
**Figure.III.1.** Différents types de poutrelles terrasse inaccessible

➤ **Terrasse accessible :**



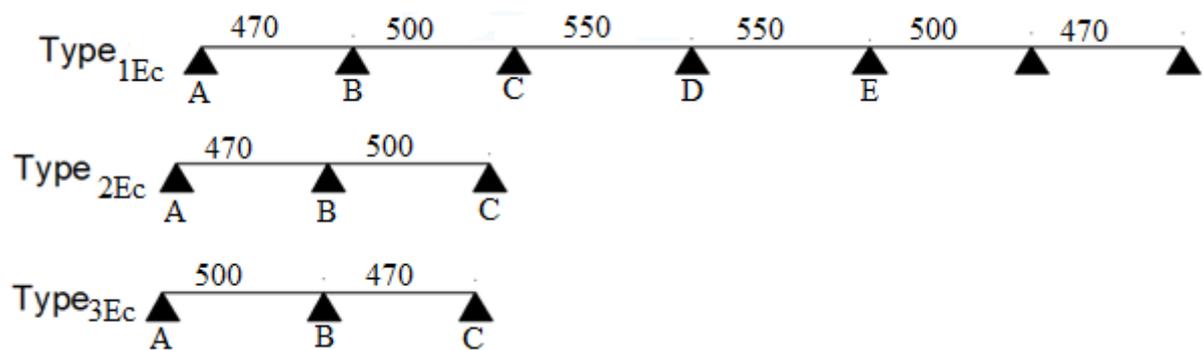
**Figure.III.2.** Différents types de poutrelles de terrasse accessible

➤ Etage 7 :



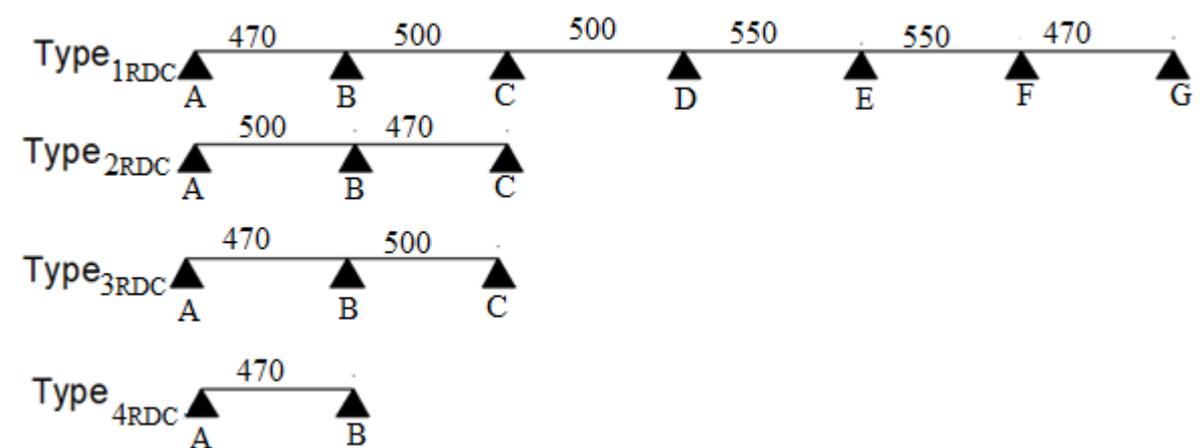
**Figure.III.3.** Différents types de poutrelles des étage 7

➤ Etage 1,2,3,4,5,6 :



**Figure.III.4.** Différents types de poutrelles des étage 1,2,3,4,5,6

➤ RDC :



**Figure.III.5.** Différents types de poutrelles RDC

**III.1.1.2. Etude des poutrelles**

➤ **Charges revenant sur les poutrelles :**

A l'ELU ;  $q_u = 1,35G + 1,5Q$  ;  $p_u = 0,65 \cdot q_u$

A l'ELS ;  $q_s = G + Q$  ;  $p_s = 0,65 \cdot q_s$

Avec : p : charge sur le plancher.

q : charge sur la poutrelle.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des charges pour les poutrelles des différents niveaux

Désignation	G Kn/m <sup>2</sup>	Q Kn/m <sup>2</sup>	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (Kn/m <sup>2</sup> )	p <sub>u</sub> (Kn/m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (Kn/m)	p <sub>s</sub> (Kn/m)
Terrasse inaccessible	6.29	1	10	6.5	7.29	4.74
RDC	5,01	2.5	10.51	6.83	7.51	4.88
Etages 1-6	5,01	1,5	9,08	5.9	6.51	4.23
Etage 7	5,01	2.5	10.51	6.83	7.51	4.88
Terrasse accessible	4.01	1,5	7.66	4.98	5.51	3.58

**Tableau.III.1.**Charges sur les poutrelles

**III.1.1.3 calculs des sollicitations dans les poutrelles**

**Exemple de calcul :**

Prenons la poutrelle type Ec2 comme exemple de calcul :

**Schéma statique**



**Figure.III.6.** Schéma statique de la poutrelle

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

- $Q = 1.5 \leq \min(5\text{KN}/\text{m}^2 ; 2G) \Rightarrow$  Condition vérifier
- $0.8 < \frac{500}{470} = 1.06 \leq 1,25 \Rightarrow$  Condition vérifier
- La fissuration est peu nuisible  $\Rightarrow$  Condition vérifier
- Les moments d'inertie constant  $\Rightarrow$  Condition vérifier

On va utiliser la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations puisque les conditions sont vérifiées.

➤ **Calcul des moments**

**Moments isostatiques**

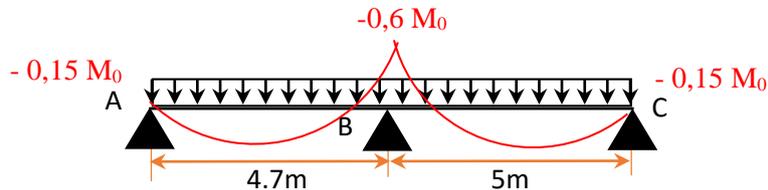
**Travée AB**

On a  $M_0^{AB} = pl^2/8 \Rightarrow \begin{cases} ELU: M_0 = 16.52KN.m \\ ELS: M_0 = 11.93 KN.m \end{cases}$

**Travée BC**

On a  $M_0^{BC} = pl^2/8 \Rightarrow \begin{cases} ELU: M_0 = 18.31 KN.m \\ ELS: M_0 = 13.22 KN.m \end{cases}$

**Moments aux appuis**



**Figure.III.7.** Diagramme des moments aux appuis d’une poutre à deux travées

**Appuis de rive**

$M_a^{rive} = -0,15 M_0$

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

Donc :  $\begin{cases} ELU: M_u^{rive} = - 2.75KN.m \\ ELS: M_s^{rive} = -1.98KN.m \end{cases}$

**Appui intermédiaire**

$M_a^{int} = -0,6 M_0^{max} \Rightarrow \begin{cases} ELU: M_u^{int} = - 10.985 KN.m \\ ELS: M_s^{int} = -7.935 KN.m \end{cases}$

**Moments en travées :**

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

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

(2) ... ..  $M_{ti} \geq \begin{cases} \left[ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] M_{0i} \dots \text{travée de rive} \\ \left[ \frac{1+0,3\alpha}{2} \right] M_{0i} \dots \text{travée intremédiaire} \end{cases}$

**Avec :**

$\alpha = Q / (G+Q)$  : degré de surcharge ;

$M_g$  : moment au niveau de l’appui gauche de chaque travée ;

$M_d$  : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

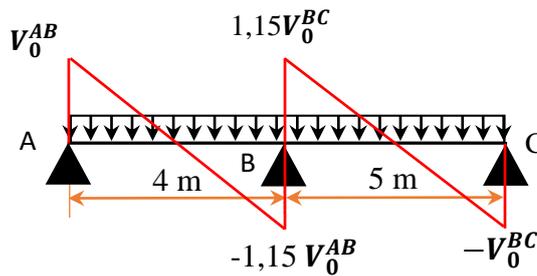
**La travée AB**

$$M_t^{ab} = \begin{cases} ELU: M_t^u = 12.17 \text{ KN.m} \\ ELS: M_t^s = 8.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**La travée BC**

$$M_t^{bc} = \begin{cases} ELU: M_t^u = 14.08 \text{ KN.m} \\ ELS: M_t^s = 10.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Évaluation des efforts tranchants**



**Figure III.8.** Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à deux travées.

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

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 13.91 \text{ KN} \\ V_B = -16.84 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 16.84 \text{ KN} \\ V_C = -14.64 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles pour le plancher étage.

Combinaison	Type	Méthode de calcul	Travée	L (m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
						M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>		V <sub>g</sub>	V <sub>d</sub>
ELU	1	Forfaitaire	A-B	4.7	16,524	0	-9,155	13,087	13,915	16,112
			B-C	5	18,309	/	-8,862	10,564	/	16,112
			C-D	5.5	22,154	/	-8,862	14,821	/	16,112
			D-E	5.5	22,154	/	-8,862	14,821	/	-16,112
			E-F	5	18,309	/	-9,155	10,564	/	-16,112
			F-G	4.7	16,524	/	0	13,087	/	-13,915
	2	Forfaitaire	A-B	4.7	16,524	0	-11,73	12,172	13,915	16,845

			B-C	5	18,309	/	0	14,08	/	-14,648
	3	Forfaitaire	A-B	5	18,309	0	-10,98	14,08	14,648	-16,845
			B-C	4.7	16,178	/	0	11,802	/	-13,769
ELS	1	Forfaitaire	A-B	4.7	11,936	0	-6,613	9,453	/	/
			B-C	5	13,225	/	-6,401	7,631	/	/
			C-D	5.5	16,002	/	-6,401	10,705	/	/
			D-E	5.5	16,002	/	-6,401	10,705	/	/
			E-F	5	13,225	/	-6,613	7,631	/	/
			F-G	4.7	11,936	/	0	9,453	/	/
	2	Forfaitaire	A-B	4.7	11,936	0	-7,935	8,792	/	/
			B-C	5	13,225	/	0	10,17	/	/
	3	Forfaitaire	A-B	5	13,225	0	-7,935	10,17	/	/
			B-C	4.7	11,686	/	0	8,525	/	/

**Tableau. III .2.** Sollicitations dans tous les types de poutrelles à L'ELU et L'ELS du plancher étage 1-6

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

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
T1	-3.04	-12.278	15.961	19.644	-2.22	-8.96	11.647
T2	-3.04	-12.176	15.212	16.235	-2.22	-8.885	11.107
T3	-3.04	/	20.294	16.235	-2.22	/	14.809
Max	-3.04	-12.278	20.294	19.644	-2.22	-8.96	14.809

**Tableau. III .3.** Sollicitations maximales dans les types de poutrelles à L'ELU et L'ELS du plancher terrasse inaccessible

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)

T1	-2.79	-11.261	15.127	18.017	-1.98	-8.001	11.444
T2	-2.79	/	18.613	14.89	-1.98	/	13.225
Max	-2.79	-11.261	18.613	18.017	-1.98	-8.001	13.225

**Tableau. III .4.** Sollicitations maximales dans les types de poutrelles à L'ELU et L'ELS du plancher terrasse accessible

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort Tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
T1	-3.2	-12.291	18.087	20.673	-2.29	-9.23	12.165
T2	-3.2	-12.814	17.082	-19.648	-2.29	-9.154	12.203
T3	-3.2	/	21.356	17.085	-2.29	/	15.256

**Tableau. III .5.** Sollicitations maximales dans les types de poutrelles à L'ELU et L'ELS du plancher étage 7

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)		$M_a^{rive}$ (KN.m)	$M_a^{inter}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
T1	-2.48	-9,155	13,087	16,112	-1.79	-6,613	10,705
T2	-2.75	-11,73	14,08	16,845	-1.98	-7,935	10,17
T3	-2.75	-10,98	14,08	-16,845	-1.98	-7,935	10,17

**Tableau. III .6.** Sollicitations maximales dans les types de poutrelles à L'ELU et L'ELS du plancher étage 1-6

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant	Evaluation des moments		
	$M_a^{rive}$	$M_a^{inter}$	$M_t$		$M_a^{rive}$	$M_a^{inter}$	$M_t$
T1	-2.83	-10.678	18.087	18.794	-2.022	-7 .628	12.92
T2	-3.2	-12.814	17.082	-19.648	-2.56	-9.154	12.203
T3	-2.75	-11,73	14,08	16,845	-1.98	-7,935	10,17
T4	-2.83	/	18.87	16.06	-2.022	/	13.84

**Tableau. III .7.** Sollicitations maximales dans les types de poutrelles à L'ELU et L'ELS du plancher RDC

**III.1.1.4. Ferrailages des poutrelles**

Prenons toujours la poutrelle type Ec2 comme exemple de calcul

**a. Ferrailage longitudinal**

**Données :**

$$ELU \begin{cases} M_t = 14.08 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -11.73 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2.75 \text{ KN.m} \\ V = 16.845 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 10.17 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -7,935 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b = 65cm ; b<sub>0</sub> = 10 cm ; h = 24 cm ; h<sub>0</sub> = 4 cm ; f<sub>e</sub> = 400 Mpa ; f<sub>c28</sub> = 25 MPa ; d = 24-2 = 22 MPa .

**- Ferrailage en travée**

Moment équilibré par la table de compression **M<sub>Tu</sub>** :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left( 0,21 - \frac{0,04}{2} \right)$$

M<sub>Tu</sub> = 70.15 KN.m > M<sub>tu</sub> = 14.08 KN.m ⇒ Calcul d'une section rectangulaire (b × h)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{14.08 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,22^2} = 0.032 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3.5}{3,5 + 1000 \varepsilon_l} = 0,668 \\ \mu_l = 0,8 \alpha_l (1 - 0,4 \alpha_l) = 0,392 \end{cases}$$

μ<sub>bu</sub> ≤ μ<sub>l</sub> ⇒ A' = 0 (pas d'armature comprimée).

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

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}] = 0,041$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,041) = 0,177m$$

**Calcul de Fst :**

$$\varepsilon_{(st)} = 3,5/1000 [(1 - \alpha) / \alpha]$$

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

$$\Rightarrow A_t = \frac{14.08 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 2.29 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,29 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\Rightarrow A_t^{min} = 1,72 < A_t = 2.29 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\text{Donc } A_t \geq 2.29 \text{ cm}^2$$

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

- **Ferraillage aux appuis**

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

• **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{11.73 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,22^2} = 0,17 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3.5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,668 \\ \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392 \end{array} \right.$$

$$\mu_{bu} = 0,17 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}.$$

$$\text{ce qui donne ; } A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,17}] = 0,24$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,22(1 - 0,4 \times 0,24) = 0,2 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow A_a^{inter} = \frac{11.824 \times 10^{-3}}{0,2 \times 348} = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 2\text{HA}12 = 2.26\text{cm}^2$$

• **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2.936 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,22^2} = 0,043 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3.5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,668 \\ \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392 \end{array} \right.$$

$$\mu_{bu} = 0,043 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}.$$

ce qui donne ;  $A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}}$

$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}] = 0,055$

$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,055) = 0,22 \text{ m}$

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

$\Rightarrow A_a^{rive} = \frac{2,75 \times 10^{-3}}{0,22 \times 348} = 0,38 \text{ cm}^2$

Soit  $A_s = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$

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

$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$

$A_a^{min} = 0,27 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,7 \text{ cm}^2$  ..... Vérifiée

$A_a^{min} = 0,27 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,38 \text{ cm}^2$  ..... Vérifiée

**Choix des barres**

En travée .....  $A = 2,29 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit ;  $3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

En appui intermédiaire :....  $A = 1,7 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit ;  $2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$

En appui de rive .....  $A = 0,38 \text{ cm}^2 \rightarrow$  soit ;  $1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$

**b. Ferrailage transversale**

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

Avec ;  $\phi_l^{min}$  est le minimum du diamètre des barres longitudinales.

Soit ;  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

D'où,  $A_{trans} = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

**III.1.1.4. Vérifications nécessaires**

**a. Vérifications à l'ELU**

➤ **Vérification de rupture par cisaillement**

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

$\tau_u = 16,845 \times \frac{10^{-3}}{0,1 \times 0,21} = 0,80 \text{ MPa}$

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

Donc  $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$  pas de Risque de rupture par cisaillement.

**Calcul de l'espacement (St) :**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum des trois conditions qui suivent :

$$1) \quad St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 19.8 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq \frac{A_{trans} \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{0,8 \times A_{trans} \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 41.4 \text{ cm}$$

D'où  $St = 15 \text{ cm}$ .

➤ **Vérification des armatures longitudinal vis-à-vis de l'effort tranchant :**

➤ **Appui de rive**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = \frac{1,15}{400} \times 18.918 \times 10^{-3} = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_{travé} + A_{rive}$$

$$A_l = 2HA12 + 2HA10 = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l \geq 0,54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Appui intermédiaire**

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

$$\Rightarrow \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 17.98 \times 10^{-3} + \frac{(-11.73) \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22} \right) = -1.19 \text{ cm}^2 < 0$$

$A_l < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort  $V_u$  est négligeable devant l'effet du moment.

➤ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{avec; } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0,275 \times 17.98 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,65 \times 0,04 \times 0,22} = 0.96 \text{ MPa}$$

$$\tau_1^u < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

➤ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = 0.9d = 0,198 \text{ m}$$

$$v_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$$

17.98 kN < 132.1kN..... Vérifiée

⇒La bielle est vérifiée

**b. Vérifications à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes :**

➤ **En travée**

**Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -5.63 \text{ cm}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T.

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

**Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Leftrightarrow 32.5y^2 + 45.75 y - 1006.5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 364.607 \Rightarrow y = 4.905 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{10 \times 4,905^3}{3} + 15 \times 0,79 \times (22 - 4,905)^2$$

$$I = 3856.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.17 \times 10^{-3}}{3856,8 \times 10^{-8}} \times 4,905 \times 10^{-2} \text{ Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 2,52 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \text{ Vérifiée}$$

➤ **En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -3.035 \text{ cm}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T.

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

**Calcul de y et I**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Leftrightarrow 32.5y^2 + 45.75 y - 1006.5 = 0$$

$$y = 4.19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{10 \times 4,19^3}{3} + 15 \times 0,79 \times (22 - 4,19)^2$$

$$I = 11173 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.935 \times 10^{-3}}{11173 \times 10^{-8}} \times 4.19 \times 10^{-2} \text{ Donc } \begin{cases} \sigma_{bc} = 2,97 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \dots \text{ Vérifiée}$$

**III.1.1.5. Vérification de la flèche pour le type Ec2**

**Conditions de la vérification de la flèche**

**Données :**

$l = 5 \text{ m} ; M_{0s} = 13.225 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 10.17 \text{ KN.m}$

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

- 1)  $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 24 \text{ cm} < 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$
- 2)  $A = \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} < 1,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 3,05 \text{ cm}^2 > 1,98 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.}$
- 3)  $L < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Puisque la 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5\text{m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} = 1\text{cm} = 10 \text{ mm}$

$\Delta f$ : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure).

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

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

Evaluation des moments en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 1 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 1 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 1 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 11.89 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 8.9 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 15.46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Avec :**

$G = 5.01 \text{ KN/m}$

$j = G - G^{\text{revêtement}} = 5.01 - (0.4 + 0,4 + 0,1 + 0,36) = 3.75 \text{ KN/m}$

$P = G + Q = 5.01 + 1 = 6.51 \text{ KN/m}$

**Modules de Young instantanés et différé**

$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{array} \right.$

**Coefficients  $\lambda, \mu$**

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,05}{10 \times 22} = 0,0169 = 1,39 \%$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 3.077 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.23 \end{cases}$$

**Calcul des  $\sigma_{st}$**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 191.57 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 143.38 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 248.92 \text{ MPa} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} I = 15927 \text{ cm}^4 \\ y = 4,9 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,71 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,63 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,77 \end{cases}$$

**Calcul des moments d'inertie fissurés**

$$y_G = 14,53 \text{ cm} \Rightarrow I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + \frac{b_0 (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_G)^2$$

D'où,  $I_0 = 32385 \text{ cm}^4$

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

$$\begin{cases} I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 11174 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 12068 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 10584 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 18997 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 14.47 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 5.68 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 11.25 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 8,20 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 11.83 \text{ mm}$$

$\Rightarrow \Delta f > \bar{f} = 10 \text{ mm} \dots \dots \dots$  la flèche n'est pas vérifiée

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée, on propose d'augmenter la section d'acier.

Soit ;  $A = 3HA12 + 1 HA10 = 4.18 \text{ cm}^2$

**III.1.1.6 Ferrailage des poutrelles des différents planchers :**

On procède le ferrailage des différents types des poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présentés dans le tableau suivant après la vérification de la flèche :

Niveaux	Endroit	M(Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Delta f < \bar{f}$	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
T-Inaccessible	travée	20.29	0.04 6	0.06	0.21	2.71	1.73	9.91 < 9.4	4HA10 = 3.14
	Appui inter	12.278	0.18	0.25	0.2	1.78	0.27		3HA10 = 2.36
	Appui de rive	3.04	0.04 4	0.05 6	0.22	0.4	0.27		3HA10 = 2.36
T-accessible	travée	20.29	0.04 2	0.05 3	0.22	2.49	1.73	9.66 < 10	3HA12 = 3.39
	Appui inter	12.27	0.16	0.23	0.2	1.61	0.27		1HA12+1HA10= 2.16
	Appui de rive	3.04	0.04 4	0.05 6	0.22	0.4	0.27		1HA10 = 0.79
Etage 7	travée	21.356	0.04 8	0.06 1	0.21	2.86	1.73	9.11 < 9.4	3HA12+1HA10= 4.18
	Appui inter	12.814	0.19	0.26	0.2	1.87	0.27		1HA12+1HA10= 2.16
	Appui de rive	3.2	0.04 6	0.05 9	0.21	0.43	0.27		1HA10 = 0.79

RDC	travée	18.87	0.04	0.05 4	0.21	2.52	1.73	9.11 < 9.4	3HA12+1HA10= 4.18
	Appui inter	12.814	0.19	0.26	0.19	1.87	0.27		1HA12+1HA10= 2.16
	Appui de rive	3.2	0.04 6	0.05 9	0.21	0.43	0.27		1HA10 = 0.79

**Tableau III.8.** Calcul du ferrailage à l'ELU des différents types de poutrelles

**Remarque 1**

Le ferrailage dans le tableau est spécifique au type le plus sollicité de chaque niveau

**Remarque 2**

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2\emptyset 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

**Vérification des poutrelles pour tous les planchers aux états limites ELU et ELS :**

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) $\geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (Kn)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u^{inter}}{0.9d})$		
T-inaccessible	0.89 < 3.32	6.13 > 0.56	7.5 > -1.65	19.644 ≤ 132.17	1.05 < 3.3
T-accessible	0.81 < 3.32	4.18 > 0.52	5.55 > -1.64	18.017 ≤ 132.17	0.96 < 3.3
Etage 7	0.9 < 3.32	4.97 > 0.59	6.34 > -1.65	20.673 ≤ 132.17	1.1 < 3.3
RDC	0.8 < 3.32	4.97 > 0.54	6.34 > -1.65	18.87 ≤ 132.17	1 < 3.3
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Tableau III.9.** Vérification nécessaires des poutrelles a l'ELU

Niveaux	Endroit	M <sub>s</sub> (Kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	Contraintes	Observation
Etage 7	travée	15.256	2.26	1.68	14013.19	1.83 < 15	Vérifiée
	Appui inter	9.23	1.57	2.25	9432.19	2.2 < 15	Vérifiée
RDC	travée	13.84	2.26	1.68	14013.19	1.66 < 15	Vérifiée
	Appui inter	9.154	0.79	6.1	7994	6.98 < 15	Vérifiée
T-accessible	travée	13.225	1.57	3.18	9888.03	4.98 < 15	Vérifiée
	Appui inter	8.001	1.57	2.25	9432.19	1.91 < 15	Vérifiée
T-inaccessible	travée	14.809	2.26	1.68	14013.19	1.77 < 15	Vérifiée
	Appui inter	8.96	4.62	4.01	14901.7	4.54 < 15	Vérifiée

**Tableau III.10.** Vérification des contraintes des poutrelles à l'ELS

➤ Schémas de ferrailages des poutrelles

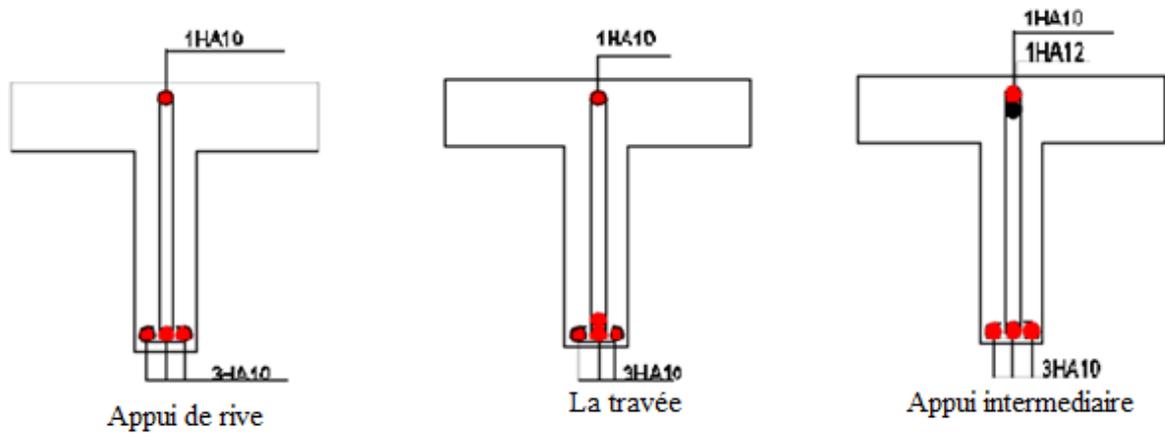


Figure III.9. Schémas de ferrailages des poutrelles terrasse inaccessible

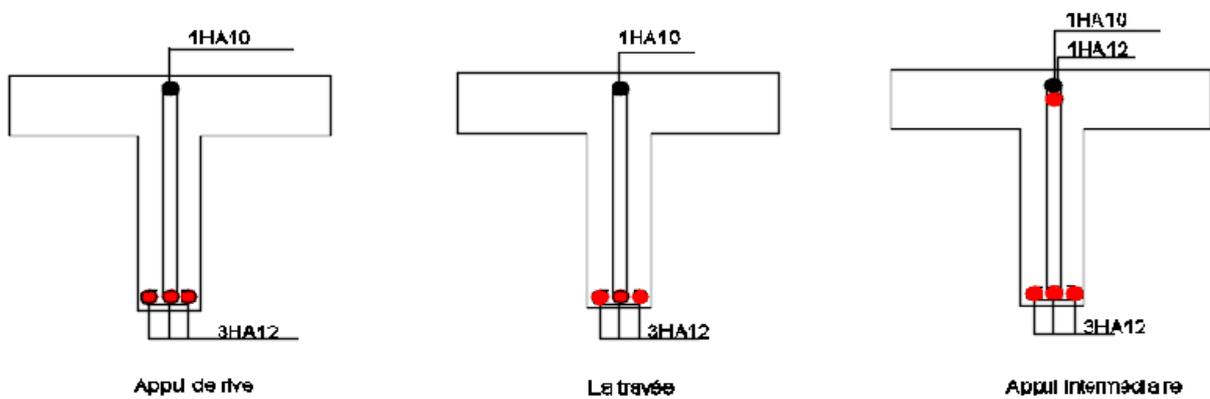


Figure III.10. Schémas de ferrailages des poutrelles terrasse accessible

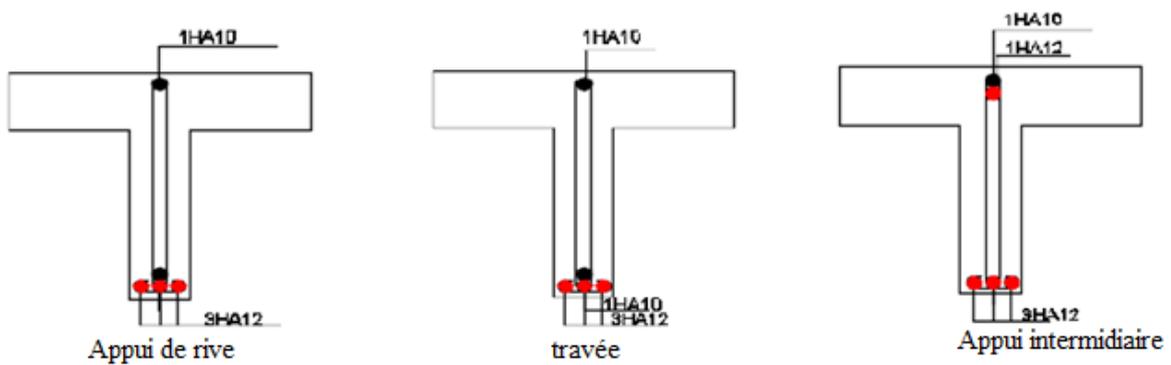


Figure III.11. Schémas de ferrailages des poutrelles étage 7

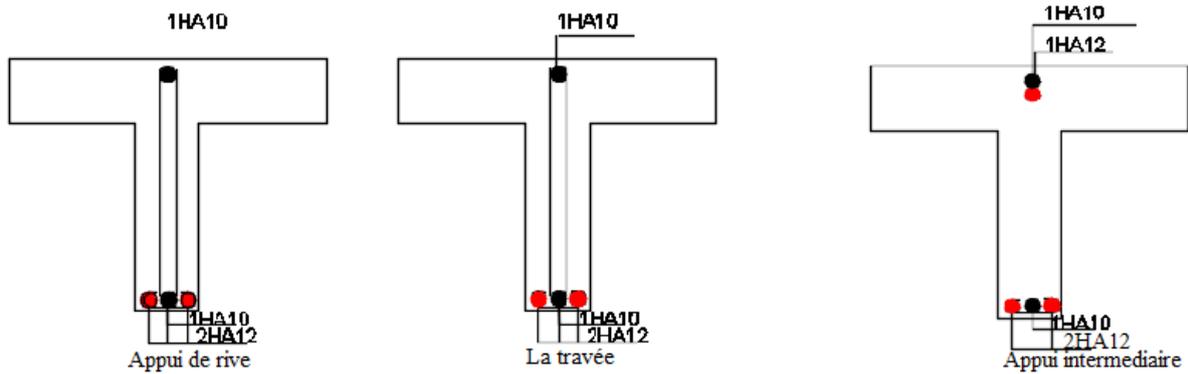


Figure III.12. Schémas de ferrillages des poutrelles étages 1-6

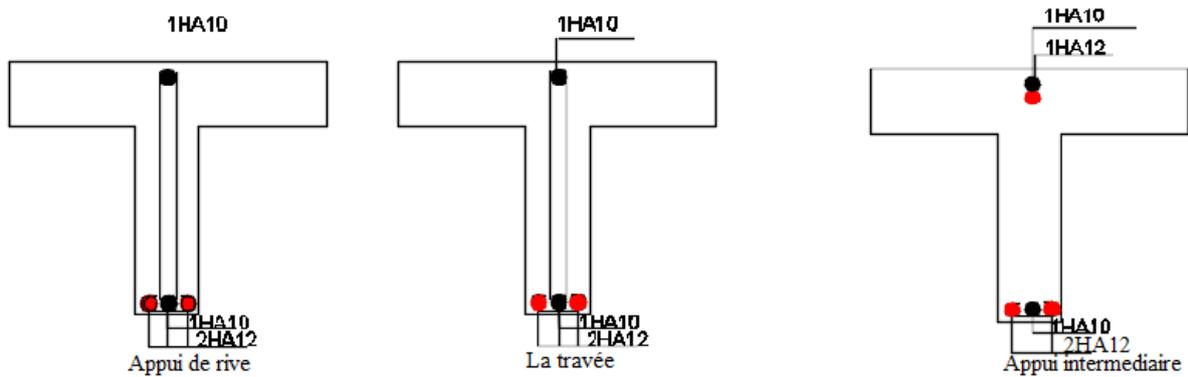


Figure III.13. Schémas de ferrillages des poutrelles RDC

III.1.1.7. Etude de la dalle de compression.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles (porteuses).

$$A_1 = \frac{4 \cdot b}{f_c} = \frac{4 \cdot 65}{235} = 1,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{//} = \frac{A_1}{1} = 0,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{per}} \Rightarrow 5\emptyset_6 \text{ pour un metre lineaire} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

$$A_{//} \Rightarrow 4\emptyset_6 \text{ pour un metre lineaire} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : on adopte un treillis soudé de mailles (150 \* 150) mm<sup>2</sup>.

**III.1.2. Plancher à dalle pleine :**

Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher creux ne peut pas être utilisé.

Les différents types des dalles pleines sont présentées dans le tableau suivant :

Types	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	Nombre d'appuis	ρ	E L U		E L S	
					μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>
D1	5.2	5.95	4	0.87	0.0486	0.7244	0.056	0.8074
D2	5.2	5.95	4	0.87	0.0486	0.7244	0.056	0.8074
D3	0.5	4.4	3	0.11	/	/	/	/
D4	0.5	4.7	3	0.1	/	/	/	/
D5	0.5	5.2	3	0.096	/	/	/	/
D6	0.5	5.2	3	0.096	/	/	/	/
D7	0.5	4.7	3	0.1	/	/	/	/
D8	1.2	4.4	2	0.27	/	/	/	/
D9	2.5	6.45	2	0.38	/	/	/	/
D10	0.5	5.95	2	0.07	/	/	/	/

**Tableau.III.11.** Données des différents types de dalles pleines.

**III.1.2.1. Calcul des sollicitations à L'ELU**

On prend la dalle D5 comme exemple de calcul

**Évaluation des charges**

On a:  $\begin{cases} G = 6.11 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 4 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \Rightarrow q_u = 14.25 \text{ KN/ml}$

$q_s = (G + Q) \times 1 \Rightarrow q_s = 10.11 \text{ KN/ml}$

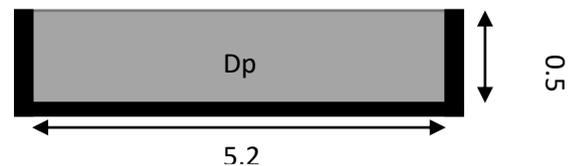
$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0.5}{4.2} = 0.0996 < 0.4$

On a  $L_x = 0.5 < L_y/2 \Rightarrow \begin{cases} M_0^X = \frac{q l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^Y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$

$\begin{cases} M_0^X = \frac{14.25 \times 0.5^2 \times 5.2}{2} - \frac{2 \times 14.25 \times 0.5^3}{3} = 8.075 \text{ KN.m} \\ M_0^Y = \frac{14.25 \times 0.5^3}{6} = 0.29 \text{ KN.m} \end{cases}$

Correction des moments compte tenue de l'encastrement

Comme la dalle est semi encastree dans les appuis les moments  $M_0$  calculés doivent être corrigés



**Figure.III.14.** Dalle (D5)

**En travées :**

$$M_t = \begin{cases} 0,85 M_{0x} & \text{Travée de rive} \\ 0,75 M_{0x} & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 M_{0x} = 6.06 \text{ Kn. m} \\ M_t^y = 0.22 \text{ KN . m} \end{cases}$$

**En appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = \begin{cases} 0,5 M_{0x} & \text{appuis Intermédiaire} \\ 0,3 M_{0x} & \text{appuis de rive} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{ax} = 4.0375 \text{ Kn. m} \\ M_{ay} = 0.145 \text{ KN. m} \end{cases}$$

**III.1.2.2. Ferrailage des dalles pleines :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur, on a :

b = 100 cm; h = 12 cm; c = 3 cm; f<sub>c28</sub> = 25 MPa ; f<sub>e</sub> = 400 cm ; d = 9 cm.

• **Selon X**

**En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.06 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2} = 0.025$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$  On est donc dans le pivot A

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0,361 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.032$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0.4 \times 0.032) \times 0,13 \Rightarrow z = 0.14\text{m}$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{17,25 \times 10^{-3}}{348 \times 0.13} = 1.36 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte pour  $A^t = 1.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

➤ **Vérification des valeurs minimal (condition non fragilité)**

$$\begin{cases} \rho < 0,4 \\ e = 12\text{cm} \end{cases} \Rightarrow A_{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$\rho_0$ : coefficient qui dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = 0,0008 \Rightarrow \text{Acier FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifier}$$

On prend  $A_{tx} = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$A_{ty} = \frac{2.51}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{ty} = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.0375 \times 10^{-3}}{1 \times (0,13)^2 \times 14,2} = 0.017$$

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$  On est donc dans le pivot A

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0,361 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.02$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0.4 \times 0.02) \times 0.13 \Rightarrow Z = 0.13m$$

$$A_x^a = \frac{M_u^a}{f_{st} \times z} = \frac{4.0375 \times 10^{-3}}{348 \times 0.13} = 0.9 \times 10^{-4} m^2 = 0.9 \text{ cm}^2/ml$$

➤ **Vérification des valeurs minimal (condition non fragilité)**

$$\begin{cases} \rho < 0,4 \\ e = 12cm \end{cases} \Rightarrow A_{tmin} = \rho_0 \times b \times e$$

$\rho_0$ : coefficient qui dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = 0,0008 \Rightarrow \text{Acier FeE400}$$

$$A_{min}^a = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{min}^a = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Non verifier}$$

on ferraille avec  $A_{min}$

On prend  $A_a = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2/ml$

$$A_y^a = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_y^a A^a y = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml$$

D'une manière identique, on fait le calcul du ferrailage selon le sens  $l_x$ , et on trouve les résultats présentés dans les tableaux suivants :

Type	Sens	Endroit	M	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A^{cal}$	$A_{min}$	$A_{choisi}$	$S_t$
D3	X-X	Travée	5.65	0.023	0.029	0.13	1.27	1.2	4HA8 =	25
		Appui	2	0.008	0.01	0.13	0.44	1.2	4HA8 =	25
D4 – D7	X-X	Travée	7.18	0.023	0.028	0.13	1.2	1.2	4HA8 =	25
		Appui	3.59	0.015	0.018	0.13	0.8	1.2	4HA8 =	25

**Tableau.III.12.** Sollicitations et ferrailage des différentes dalles pleines sur 3 appuis

	Sens	M	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A^{cal}$	$A_{min}$	$A_r$	$A_{choisi}$	$A_{r.choisi}$	$S_t$	$S_{tr}$
D8	X-X	14.5	0.06	0.07	0.13	3.31	1.2	0.98	5HA10	3HA8	20	30
D9	X-X	53.36	0.22	0.31	0.11	13.53	1.2	0.98	5HA20	3HA8	25	30
D1	X-X	3.55	0.015	0.018	0.13	0.79	1.2	0.98	4HA8 =	3HA8	25	30

**Tableau.III.13.** Sollicitations et ferrailage des différentes dalles pleines sur 2 appuis

perpendiculaire

Type	Sens	Endroit	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisi</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
D1 + D4	X-X	Travée	14.04	0.12	0.16	0.08	4.8	1.02	5HA12 = 5.65	20
		Appui	9.36	0.08	0.11	0.08	3.12	1.02	5HA12 = 5.65	20
	Y-Y	Travée	10.17	0.08	0.11	0.08	3.4	0.96	5HA10 = 3.93	20
		Appui	6.78	0.06	0.07	0.08	2.23	0.96	5HA10 = 3.93	20

**Tableau.III.14.** Sollicitations et ferrailage des différentes dalles pleines sur 4 appuis.

➤ **Espacement des armatures :**

**Sens x-x :**

$$St \leq \min ( 3h ; 33 \text{ cm } ) = 33 \text{ cm}$$

On adopte St = 25 cm

**Sens y-y :**

$$St \leq \min ( 4h ; 45 \text{ cm } ) = 45 \text{ cm}$$

On adopte St = 25 cm

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a:

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{14,25 \times 0,5}{2} \times \frac{5,2^4}{(5,2)^4 + (0,5)^4} \Rightarrow V_x = 3,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{3,56 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,036 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

• **Calcul des charges :**

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 6,11 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 4 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 10,11 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul des moments isostatiques :**

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 6,68 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 0.75 \times 6.68 = 5.01 \text{ N.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 0.16 = 0.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en appui :**

$$\begin{cases} M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 6.68 = 3.34 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 0.5 \times 0.16 = 0.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1. **Etat limite d'ouverture des fissures.**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

2. **Etat limite de compression du béton.**

➤ **La vérification de la contrainte dans le béton.**

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

- **Selon X**

**En travée**

$$A_x = 1.51 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 22.65y - 224.25 = 0 \Rightarrow y = 1.9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \quad I = 3020.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.177 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Pas de risque d'écrasement de béton}$$

**En appui :**

$$A_x = 1.01 \text{ cm}^2 ; b = 100 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 15.15y - 196.95 = 0 \Rightarrow y = 1.8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \quad I = 2107.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.85 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Pas de risque d'écrasement de béton}$$

3. **Etat limite de déformation**

➤ **Vérification de la flèche pour les dalles sur 3 appuis :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e}$$

• Sens X

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{50} = 0.3 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{50} = 0.3 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{5.01}{10 \times 6.68} = 0.075 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{1.51}{100 \times 13} = 0.00118 \leq \frac{2.4}{f_e} = \frac{2.4}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage

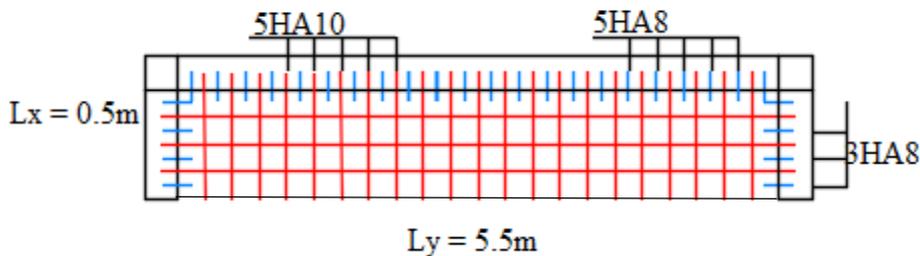


Figure.III.15. Schéma de ferrailage de la dalle (D5)

III.2. Étude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de longueur 100 cm et hauteur 17 cm.

Dans cette étude nous présentons le type d'escalier à deux volées.

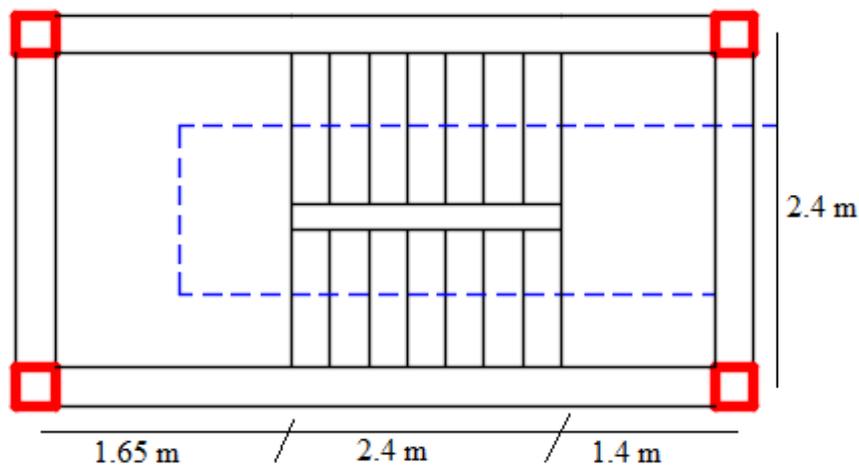


Figure. III.16. Vue en plan de l'escalier à deux volées

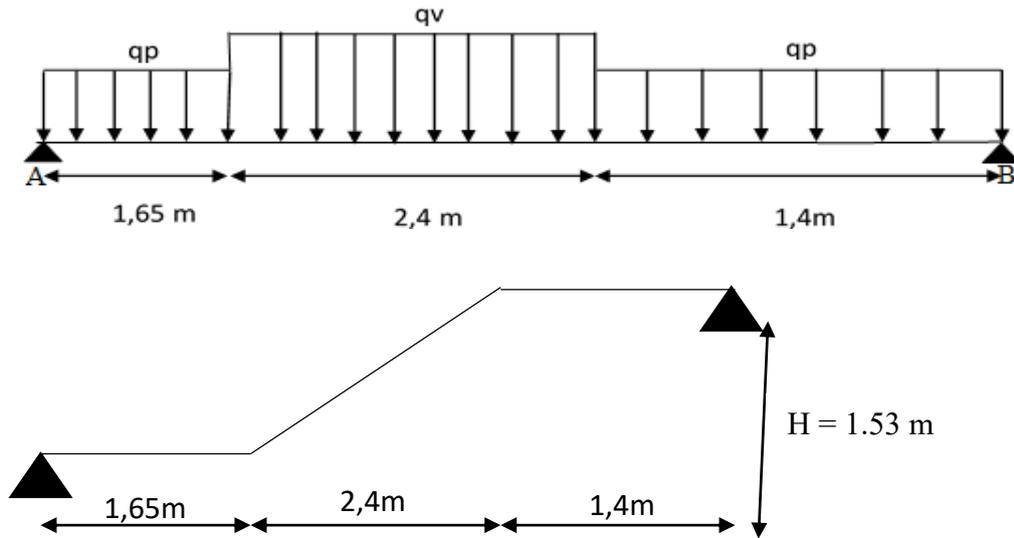
**III.2.1. Calcul des sollicitations :**

GV=11.69 kn/m², GP= 6.36 Kn/m², Q=2.5 Kn /m².

Combinaison de charge

Elements	ELU (Kn/m)	ELS (Kn/m)
Volée	19.53	14.19
Palier	12.34	8.86

**Tableau. III.15.** Chargement sur la volée (ELS, ELU)



**Figure. III.17.** Schéma statique escalier à deux volées

➤ **Calcul des réactions d'appuis**

• **ELU**

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = 84.5 \text{ kn}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_A = 41,85 \text{ Kn} \quad ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_B = 42,64 \text{Kn}$$

• **ELS**

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = 61.08 \text{ kn}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_A = 44.6 \text{ Kn} \quad ; \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_B = 16.84 \text{ Kn}$$

➤ **Calcul des efforts internes :**

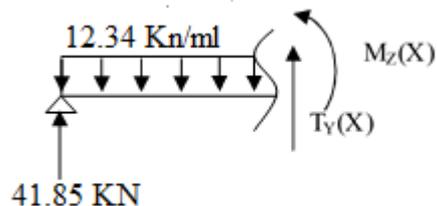
• **1<sup>er</sup> tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.65 m**

$$V = 12.34x - 41.85$$

$$M = 41.84x - 6.17x^2$$

$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = -41.85 \text{ Kn} \\ M = 0 \text{ Kn/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 1.65 \Rightarrow \begin{cases} V = -21.5 \text{ Kn} \\ M = 52.24 \text{Kn/m}^2 \end{cases}$$



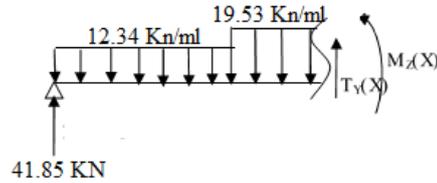
- **2<sup>eme</sup> tronçon :**  $1.65 \text{ m} \leq x \leq 4.05 \text{ m}$

$$V = 19.53x - 53.71$$

$$M = 7.07 + 21.48x - 9.76x^2$$

$$\text{Pour } x = 1.65 \Rightarrow \begin{cases} V = -21.48 \text{ Kn} \\ M = 15.86 \text{ Kn/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 4.05 \Rightarrow \begin{cases} V = 39.58 \text{ Kn} \\ M = -53.52 \text{ Kn/m}^2 \end{cases}$$



- **3<sup>eme</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

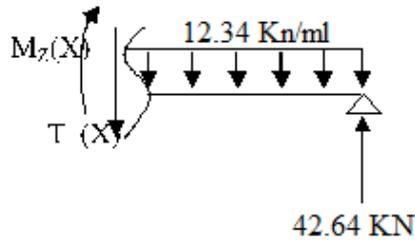
$$V = 42.64 - 12.34x$$

$$M = 42.64x - 6.17x^2$$

$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = -42.64 \text{ Kn} \\ M = 0 \text{ Kn/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 1.65 \Rightarrow \begin{cases} V = 25.36 \text{ Kn} \\ M = 47.66 \text{ Kn/m}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V = 47.66 \text{ Kn} \\ M = 53.54 \text{ Kn/m}^2 \end{cases}$$



$$\text{Moments en travée : } M_t = 0,85 M_0 = \begin{cases} \text{ELU: } 45.48 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 39.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appui : } M_a = -0.5M_0 = \begin{cases} \text{ELU: } -26.77 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -18.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**L'effort tranchant :**  $V_u = 42.65 \text{ KN}$ .

**III.2.2. Ferrailage des escaliers :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec  $M_t^{\max}$  en travée pour une section  $(b \times e) = (1\text{m} \times 0,2)$ ; la même chose pour le ferrailage aux appuis avec  $M_a^{\max}$ .

Position	$M_u$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{\text{calculé}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A^{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)
Travée	45.48	0.12	0.16	0.16	9.29	2.32	5HA16 = 10,05	20
Appui	-26.77	0.07	0.09	0.17	5.31		5HA12 = 5,65	20

**Tableau.III.16.** Ferrailage de la volée

**Les armatures de répartition :**

Il faut mettre des armatures de répartition (fissuration) dans le sens secondaire :

$$A_{r_t} = \frac{A_{\text{princip}}}{4} = 2.32 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend } A_{r_t} = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{r_a} = \frac{A_{\text{princip}}}{4} = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on prend } A_{r_a} = 3\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**III.2.3. Verification:**

➤ **Vérification à l'ELU**

**La condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.32 \text{ cm}^2 ; A_{min} < A_{travée} = 10.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$A_{min} < A_{appuis} = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

**L'effort tranchant**

D'après le CBA 93 (art A.5.1.1) la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la Contrainte admissible de cisaillement.

$$V_u = 42.65 \text{ Kn.}$$

La fissuration peu nuisible :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA})$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ MPA} = 0.24 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**Espacement des barres**

- Armatures longitudinales :  $St = 20\text{cm} \leq \min (3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$
- Armatures transversales :  $St = 25\text{cm} \leq \min (4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

➤ **Vérification à l'ELS**

**État limite d'ouvertures des fissures**

L'état de fissuration est peu nuisible, les vérifications ne sont pas nécessaires.

**Vérification de l'état limite de compression du béton**

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

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	39.48	5.83	27244	8.44	15	Vérifiée
En appui	-18.48	4.6	17546	4.89	15	Vérifiée

**Tableau.III.17.** Vérification de l'état limite de compression du béton

**III.2.3. Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

1)  $\frac{e}{l} \geq \max \left( \frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 M_0} \right) \implies \frac{e}{l} = 0.0833 < 0,0849 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$

2)  $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.007 > 0,005 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée}$

3)  $L = 2.4 \text{ m} < 8\text{m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

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

**Evaluation des charges :**

$$\text{Sous } g : \begin{cases} q_v^g = 11.69 \text{ kn/ml} \\ q_p^g = 6.36 \text{ kn/ml} \end{cases} \quad \text{sous } j : \begin{cases} q_v^j = 8 \text{ kn/ml} \\ q_p^j = 5 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

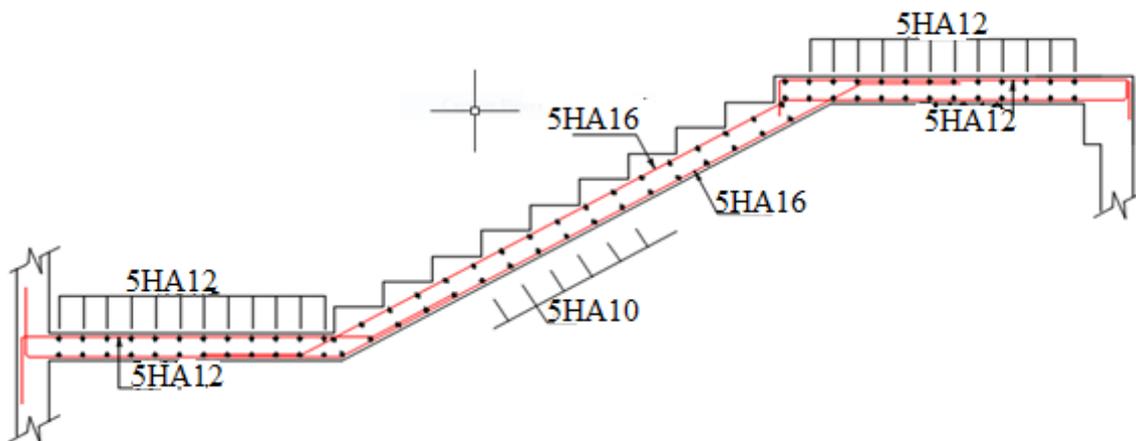
$$\text{Sous } p : \begin{cases} q_v^p = 14.19 \text{ kn/ml} \\ q_p^p = 8.86 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

Les résultats de la vérification de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

L = 2.4 m ; I = 28907.9 cm <sup>4</sup> ; I <sub>0</sub> = 342981.3 cm <sup>4</sup>					
Moments (Kn.m)	Contraintes (MPa)	$\mu$	$\lambda$	Moments d'inertie fictives (cm <sup>4</sup> )	f (mm)
M <sub>j</sub> = 22.26	138.49	0.29	$\lambda_i = 3.76$	I <sub>fji</sub> = 179701	f <sub>ji</sub> = 1.13
M <sub>g</sub> = 31.59	196.53	0.43		I <sub>fgi</sub> = 143392	f <sub>gi</sub> = 2.01
M <sub>p</sub> = 39.48	245.6	0.52	$\lambda_v = 1.5$	I <sub>fpi</sub> = 128375	f <sub>pi</sub> = 2.81
				I <sub>fgv</sub> = 228316	f <sub>gv</sub> = 3.8
$\Delta f = 3.46 \text{ mm} < f_{adm} = 5.455 \text{ mm}$					

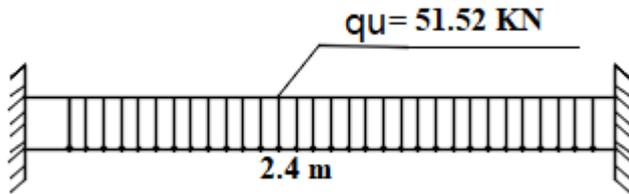
**Tableau.III.18.** Vérification de la flèche à l'ELS de l'escalier

**III.2.4. Schéma de ferrailage :**



**Figure. III.18.** Schéma ferrailage des escaliers

**III.2.5 Poutre palière :**



**Figure. III.19.** Schéma statique de la poutre palière

**III.2.5.1.Définition :**

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (b \* h ) et uniformément chargée, les charges venant à cette poutre sont :

- Poids propre de la poutre
- Réaction du palier et de la volée
- Poids du mur

**III.2.5.2.Pré dimensionnement de la poutre palière :**

Pour dimensionner la poutre palière en utilise les lois suivantes :

$$\begin{cases} L/15 \leq h_p \leq L/10 \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

h<sub>p</sub> : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

L : longueur de la poutre

L = 240 cm

16 ≤ h<sub>p</sub> ≤ 24

Soit : h<sub>p</sub> = 20 cm

b<sub>p</sub> = 20 cm

➤ **Vérification des conditions de RPA99 version 2003**

D'après l'article 7.5.1 (RPA99/2003)

b ≥ 20 cm      b = 20 cm ≥ 20 cm      **condition est vérifiée**

h ≥ 30 cm      h = 20cm ≥ 30 cm      **condition Non vérifiée**

h / b ≤ 4      h / b = 1 ≤ 4      **condition est vérifiée**

La deuxième condition de RPA n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la section.

On adoptera alors une section de (35 × 45) cm.

**III.2.5.3. Calcul des sollicitations**

L'ensemble des sollicitations sont récapitulées dans le tableau suivant :

ELU	ELS
$R_B = 42.64 \text{ kN}$	$R_B = 30.83 \text{ kN}$
$G_p = 3.94 \text{ Kn/ml}$	$G_p = 3.94 \text{ Kn/ml}$
$P_{mur} = 2.08 \text{ Kn/ml}$	$P_{mur} = 2.08 \text{ Kn/ml}$
$q_u = 1.35G + R_B = 50.77 \text{ Kn}$	$q_s = G + R_B = 36.85 \text{ Kn}$
$M_0 = 36.55 \text{ kn.m}$	$M_0 = 26.53 \text{ kn.m}$
$M_t = 31.07 \text{ kn.m}$	$M_t = 22.55 \text{ kn.m}$
$M_a = -18.28 \text{ kn.m}$	$M_a = -18.43 \text{ kn.m}$
$V_u = 60.92 \text{ kN}$	

**Tableau.III.19.** Récapitulation des ensembles des sollicitations de la poutre palière

**III.2.5.4. Ferrailage à l'ELU :**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Local	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Appui	18.28	0.02	0.02	0.41	1.07	1.8
Travée	31.07	0.04	0.05	0.42	2.25	1.8

**Tableau.III.20.** Ferrailage de la poutre palière

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

$V = 60.92 \text{ Kn.}$

La fissuration nuisible  $\frac{0,4 \times b \times st}{f_e} = \bar{\tau}_u = \min(0.1fc28 ; 4MPa) = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau = \frac{V}{b0 \times d} = 0.41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

**Armatures transversales :**

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

$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} = 1.5 \text{ cm}^2$

$A_{trans} \geq \frac{b \times st (\tau_u - 0.3 ft28)}{0.9 f_e} = -0.32 \text{ cm}^2$

$A_{trans} = \max ( 1.5, -0.32 ) \text{ cm}^2$ , donc on prend  $A_{trans} = 1.5 \text{ cm}^2$

**III.2.5.5. Calcul à la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui.

$$M^{\text{torsion}} = -M_{\text{appuis}}^{\text{escalier}} = -32.05 \text{ Kn.m} ; \quad M_{\text{max}}^{\text{torsion}} = M^{\text{torsion}} * \frac{l}{2} = -54.36 \text{ Kn.m}$$

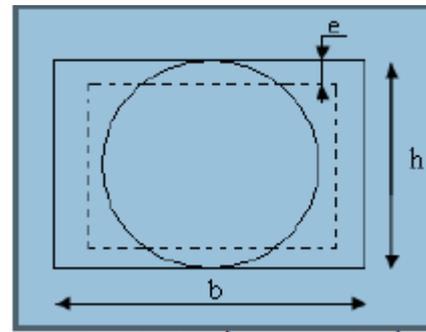
Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.) [CBA93]

U : périmètre de la section

$\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A<sub>l</sub> : section d'acier



**Figure.III.20.** Section creuse équivalente

$$e = \frac{\phi}{6} \Rightarrow \phi = \min (b,h) = 35 \text{ cm} \Rightarrow e = 6 \text{ cm}$$

$$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 1.24 \text{ m}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 0.098 \text{ m}^2 .$$

**a. Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{M_{\text{tors}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 11.36 \text{ cm}^2$$

**b. Armatures transversals:**

$$\text{On fixe } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = \frac{M_{\text{tors}} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 1.22 \text{ cm}^2$$

➤ **Section d'armatures longitudinal globales:**

$$\text{En travée : } A_l^t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_t}{2} = 12.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_l^a = A_{\text{flexion}} + \frac{A_t}{2} = 12.50 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = 4.11 \text{ MPa}$$

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{\text{total}}^{\text{tor}} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_{\text{total}}^{\text{tor}} = \sqrt{\tau_{F.S}^2 + \tau^{\text{tor}^2}} = 4.23 \text{ MPa}$$

$$F. P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left( 0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3,33MPa$$

$\tau_{tot}^{tor} \geq \bar{\tau}$  , il y a risque de rupture par cisaillement, donc on doit augmenter la section de la poutre à b = 40 cm et h = 45 cm

Après avoir augmenté la section de la poutre palière, l'ensemble des sollicitations de la section obtenues sont récapitulées dans le tableau suivant:

ELU	ELS
R <sub>B</sub> = 42.64 kN	R <sub>B</sub> = 30.83 kN
G <sub>p</sub> = 4.5 Kn/ml	G <sub>p</sub> = 4.5 Kn/ml
P <sub>mur</sub> = 2.08 Kn/ml	P <sub>mur</sub> = 2.08 Kn/ml
q <sub>u</sub> = 1.35G + R <sub>B</sub> = 51.52 Kn	q <sub>s</sub> = G + R <sub>B</sub> = 37.41 Kn
M <sub>0</sub> = 37.09 kn.m	M <sub>0</sub> = 26.93 kn.m
M <sub>t</sub> = 31.53 kn.m	M <sub>t</sub> = 22.89 kn.m
M <sub>a</sub> = -18.54 kn.m	M <sub>a</sub> = -13.46 kn.m
V <sub>u</sub> = 60.62 kN	

**Tableau.III.21.** Récapitulation de l'ensemble des sollicitations après augmentation de la section

**III.2.5.6.Ferraillage à l'ELU après avoir augmenter la section:**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant après augmentation de la section :

Local	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )
Appui	18.54	0.019	0.023	0.42	1.28	2.07	3HA12 = 3.39
Travée	31.53	0.032	0.04	0.41	2.27	2.07	3HA12 = 3.39

**Tableau.III.22.** Ferraillage de la poutre palière après augmentation de la section

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

V = 60.62 Kn.

La fissuration nuisible  $\frac{0,4 \times b \times st}{f_e} = \bar{\tau}_u = \min (0.1 f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 MPa$

$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} = 0.42MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

**Armatures transversales :**

On fixe St = 15 cm, puis on calcul A<sub>trans</sub>

$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} = 0.6 cm^2$

$A_{trans} \geq \frac{b \times st (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = -0.3 cm^2$

$A_{trans} = \max(0.6, -0.3) \text{ cm}^2$ , donc on prend  $A_{trans} = 0.6 \text{ cm}^2$

**III.2.5.7. Calcul à la torsion après avoir augmenté la section**

$$M^{torsion} = -M_{appui}^{escalier} = -32.05 \text{ Kn.m} ; \quad M_{max}^{torsion} = M^{torsion} * \frac{l}{2} = -54.36 \text{ Kn.m}$$

$$e = \frac{\phi}{6} \Rightarrow \phi = \min(b, h) = 40 \text{ cm} \Rightarrow e = 7 \text{ cm}$$

$$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 1.42 \text{ m}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 0.13 \text{ m}^2 .$$

**a. Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{M_{tors} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 7.81 \text{ cm}^2$$

**b. Armatures transversals:**

$$\text{On fixe } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = \frac{M_{tors} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 1.03 \text{ cm}^2$$

➤ **Section d'armatures longitudinal globales:**

$$\text{En travée : } A_l^t = A_{flexion} + \frac{A_l}{2} = 9.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_l^a = A_{flexion} + \frac{A_l}{2} = 9.85 \text{ cm}^2$$

➤ **Section d'armatures transversals globales:**

$$A_t = A_t^{F.S} + A_t^{tor} = 0.6 + 1.03 = 1.63 \text{ cm}^2$$

On choisit:  $4 \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 * \Omega * e} = 2.98 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = 3.048 \text{ MPa}$$

$$F. P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left( 0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_{tot}^{tor} < \bar{\tau}$ , Condition vérifier. Donc pas de risque de rupteur par cisaillement.

➤ **Verification a L'ELS:**

➤ **Verification de la contrainte de cisaillement**

On doit vérifier que :

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Local	M <sub>ser</sub> (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
appui	13.46	9.82	74760	1.47 < 15
travée	22.89	11.6	103980	2.67 < 15

Tableau.III.23. Vérification des contraintes de la poutre palière

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

- 1)  $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \implies \frac{h}{l} = 0,082 > 0,0625 \dots \dots \dots$  Vérifiée
- 2)  $\frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \implies 0,002 < 0,005 \dots \dots \dots$  Vérifiée.
- 3)  $L = 2.4 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots$  Vérifiée

Les conditions de non vérification de flèche sont vérifiées donc la vérification de flèche n'est pas obligatoire.

**III.2.5.8.Schéma de ferrailage :**

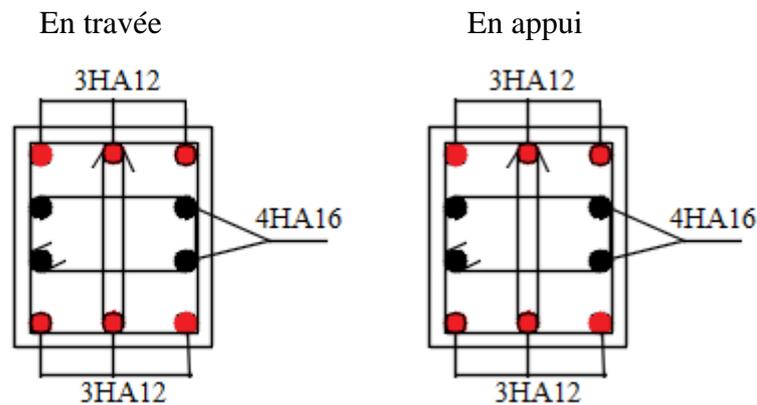


Figure.III.21.Schéma de ferrailage de la poutre palière

**III.3. Etude de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F<sub>p</sub>).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la Figure suivante ;

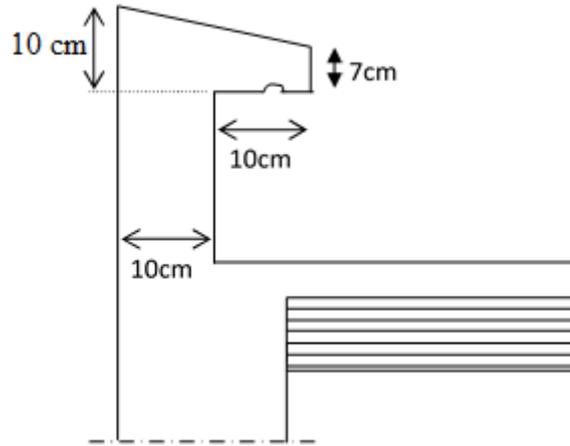


Figure. III.22. Coupe transversale de l'acrotère

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- La fissuration est considérée préjudiciable (FN).
- L'acrotère sera calculé en flexion composée.

III.3.1. Evaluation des charges et surcharges

Hauteur (m)	Enduit de ciment (KN/ml)	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/ml)	G (KN/ml)
0,60	0,6	1,713	1,00	2,313

Tableau.III.24. Evaluation des charges et surcharges sur l'acrotère.

➤ Force sismique

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} A = 0,25 \text{ (zone III): coefficient d'accélération de la zone ;} \\ C_p = 0,8 \text{ : facteur de force horizontale ;} \\ W_p = G = 2,313 \text{ KN : poids propre de l'acrotère.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow F_p = 1,11 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 6,20 \text{ cm} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i \cdot A_i}{\sum A_i} = 32,9 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = 600 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 70 \text{ cm}^2 \\ A_3 = 15 \text{ cm}^2 \end{array} \right. , \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} X_1 = 5 \text{ cm} \\ X_2 = 15 \text{ cm} \\ X_3 = 13,33 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ et } \left\{ \begin{array}{l} Y_1 = 30 \text{ cm} \\ Y_2 = 52,33 \text{ cm} \\ Y_3 = 58 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L'acrotère est soumis aux efforts suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 2,313 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,60 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_G = 0,365 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Combinaisons	ELU Accidentelle	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,31	3,12	2,313
M (KN.m)	0,97	0,900	0,60

**Tableau.III.25.** Combinaisons d'action de l'acrotère.

**Calcul de l'excentricité**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_{u \text{ acc}}}{N_{u \text{ acc}}} = \frac{0,965}{2,313} = 0,4172 \text{ m} = 41,72 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 > h/6$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment  $M_u = N_u \times e$ .

D'après le BAEL (Art 4.4), la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer ( $e_0$ ) par ( $e$ ) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

$e_a$  : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; h/250) = 2 \text{ cm.}$$

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

$\emptyset$  : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

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

$l_f = 2 \times h = 1,2 \text{ m}$  : Longueur de flambement

$h_0 = 10 \text{ cm}$  : hauteur de la section

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times (2+0)}{10^4 \times 0,10} = 0,864 \text{ cm}$$

D'où :  $e = 44,584 \text{ cm}$

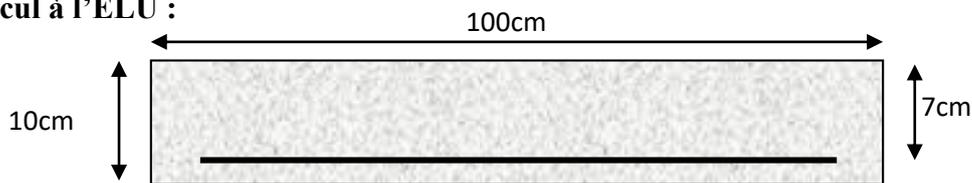
Les sollicitations optées pour le calcul deviennent :

$$N_u = 3,123 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 1,392 \text{ KN.m}$$

**III.3.2. Ferrailage de l'acrotère**

➤ **Calcul à l'ELU :**



**Figure.III.23.** Section de l'acrotère à ferrailer.

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$(h/6 < e_0) \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée et  $e_0$  est en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple, avec :  $M_{ua}$

$$M_{ua} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) = 1,45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,45 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,07^2} = 0,0208$$

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

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armatures comprimé)}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,026 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,069 \text{ m} \end{cases}$$

**On revient à la flexion composée :**

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,45 \text{ cm}^2 / ml$$

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

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$$

**Remarque :**

Le ferrailage se fera avec  $A^{\min}$  puisque c'est la situation la plus défavorable.

$$A = 0,85 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A = 7\text{HA}8 = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures**

$$\text{Sens principal : } A = 7\text{HA}8 = 3,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens secondaire : } A_r = 4\text{HA}6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Calcul des espacements**

$$\text{Sens principal : } S_t \leq 100/4 = 15\text{cm}$$

$$\text{Sens secondaire : } S_t \leq 100/4 = 15\text{cm}$$

**III.3. Les vérifications nécessaires****➤ Vérification à l'ELU****• Vérification au cisaillement**

$$\tau_u < \bar{\tau}$$

Avec :

$$\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

**A L'ELU : 1,35G+1,5Q**

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,07} = 0,021 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement}$$

**Situation accidentelle : G+Q+E**

$$V_u = Q + F_p = 1 + 1,11 = 2,11 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,030 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement}$$

**➤ Vérifications à l'ELS****• Vérifications des contraintes**

$$M_{ser} = 0.6 \text{ kn.m} ; N_{ser} = 2,31 \text{ kn} ; d = 0,07$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15N_{ser} \frac{(d-y)}{\mu_t} \quad \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,26 > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

**Calcul de y**

$$C = e_G - \frac{h}{2} = 0,26 - 0,05 = 0,21\text{m} \quad \text{Avec : } c > 0 \text{ et } y_c > 0 \text{ donc : } c = 0,31$$

$$y = y_c - c$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c) = -0,29 \text{ m}^2 \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 = -0,06 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -3,56 \times 10^{-3} < 0 \Rightarrow \text{trois racines réelles.}$$

$$\begin{cases} y_{c1} = 0,01686 \\ y_{c2} = -0,3301 \\ y_{c3} = -0,2925 \end{cases}$$

On a :  $y = y_1 = 0.01686 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = 1 - 4,525 \times 10^{-5}$$

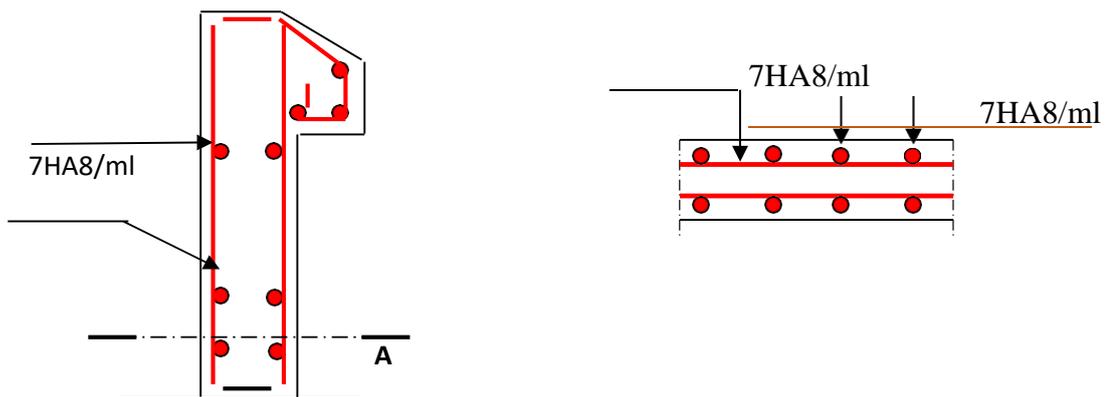
$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = 0,862 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma} \Rightarrow$  Pas de risque de rupture par cisaillement

$$\sigma_{st} = 3,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}$  ..... Vérifié

➤ **Schéma de ferrailage**



**Figure. II.24.** Schéma de ferrailage acrotère

III.4. Etude de l'ascenseur :

III.4.1. Caractéristiques d'ascenseur :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. La vitesse d'entraînement  $V= (1.6 \text{ m/s})$ , la surface de la cabine est de  $4.14 \text{ m}^2 (1.8 \times 2.3)$  pouvant charger 8 personnes.

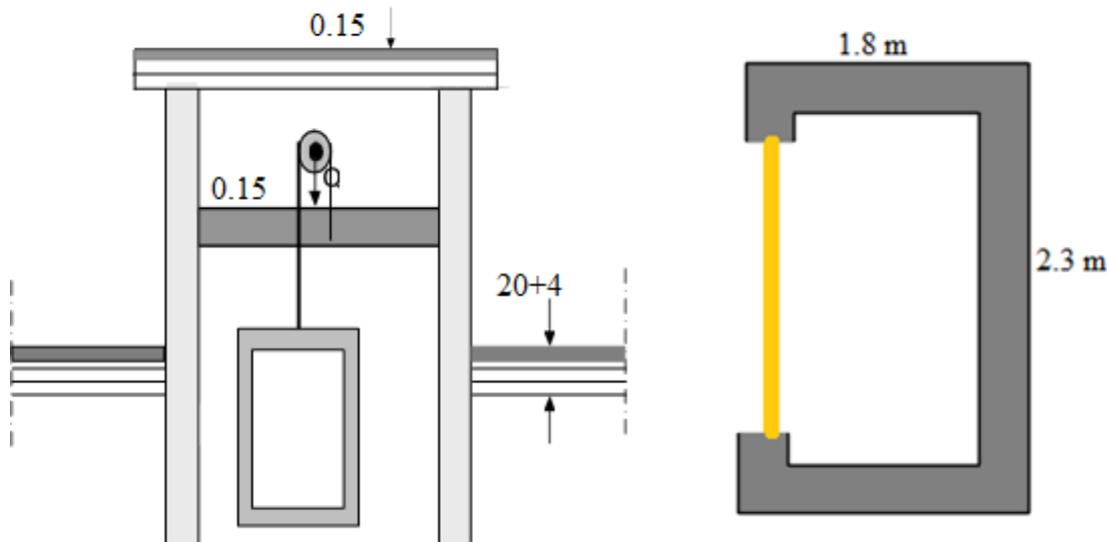


Figure III.25. Vue en plan et coupe verticale de l'ascenseur.

III.4.2. Etude de la dalle d'ascenseur

III.4.2.1. Sous charges uniformément répartie (Dalle au-dessous de l'ascenseur)

➤ Evaluation des charges et surcharges

• Charge permanente :

- poids de la dalle en béton armé :  $G_{dalle} = \rho \times e = 25 \times 0.2 = 5 \text{ kn/m}^2$
- poids de la cuvette :  $G_{cuv} = \frac{Fc}{S} = 28.98 \text{ kn/m}^2$

$$G_t = G_{dalle} + G_{rev} + G_{cuv} = 33.98 \text{ kn/m}^2$$

➤ Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} ELU: qu = 1.35G_t + 1.5Q = 45.87 \text{ kn/m}^2 \\ ELS: qs = G_t = 33.98 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.78 > 0.4 ; \text{ La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Sens } x - x': M_0^x = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 8.67 \text{ kN.m} \\ \text{Sens } y - y': M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 4.86 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments réels :**

**Travées :**  $\begin{cases} \text{Sens } x - x': M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.36 \text{ kN.m} \\ \text{Sens } y - y': M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.13 \text{ kN.m} \end{cases}$

**Appuis :**  $\begin{cases} \text{Sens } x - x': M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -4.33 \text{ kN.m} \\ \text{Sens } y - y': M_a^y = -0.5 \times M_0^y = -2.43 \text{ kN.m} \end{cases}$

**III.4.2.1.1. Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur ; de 20 cm d'épaisseur à la flexion simple ; les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens	M( Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ ( $m^2$ )	$A_{min}(m^2)$	St (cm)
Travée	Sens xx	7.36	0.017	0.022	0.18	1.27	1.78	25
	Sens yy	4.13	0.0096	0.012	0.18	0.71	1.6	25
Appuis	Sens xx	4.33	0.01	0.013	0.18	0.75	1.78	25
	Sens yy	2.43	0.006	0.0071	0.18	0.42	1.6	25

**Tableau.III.26.** Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous un chargement uniformément réparti.

**III.4.2.1.2. Les vérifications nécessaires**

➤ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité**

➤ **En travée :**  $\begin{cases} e > 15 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^{yt} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$  avec :  $\rho_0$  0.0008 pour fe400

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1.33 \text{ cm}^2/ml \\ A_{min}^y = 1.2 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 1.27 \frac{cm^2}{ml} < A_{min}^x = 1.33 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 0.71 \frac{cm^2}{ml} < A_{min}^y = 1.2 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc, on ferraille avec  $A_{min}^x = 1.78 \text{ cm}^2/ml$  , On choisit 4HA10 =  $3.14 \text{ cm}^2/ml$

$$A_t^y = 1.33 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.3 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appuis :**

$$A_{min}^x = A_{min}^y = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 2.05 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{min}^y = 2.05 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_a^x = 0.75 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{min}^x = 2.05 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_a^y = 0.42 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{min}^y = 2.05 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc, on ferraille avec  $A_{min}^x = 2.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , On choisit 4HA10 = 3.14  $\text{cm}^2/\text{ml}$

➤ **Calcul des espacements pour une fissuration peu nuisible :**

Sens x-x' :  $St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$ , on adopte  $St = 25 \text{ cm}$

Sens y-y' :  $St \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$ , on adopte  $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Diamètre des barres :**

$$\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi = 15 \text{ mm} \leq \frac{250}{10} = 25 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPA}$$

$$V_x = qu \times \frac{Lx}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 30.02 \text{ Kn}$$

$$V_y = qu \times \frac{Ly}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 38.51 \text{ Kn}$$

D'où  $V_{max} = V_y = 38.51 \text{ Kn}$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPA}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$qs = 33.51 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Sens } x - x' : M_0^x = \mu_x \times qs \times l_x^2 = 7.16 \text{ kN.m} \\ \text{Sens } y - y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 4.89 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments réels :**

**Travées :**  $\begin{cases} \text{Sens } x - x' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.09 \text{ kN.m} \\ \text{Sens } y - y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 4.16 \text{ kN.m} \end{cases}$

**Appuis :**  $\begin{cases} \text{Sens } x - x' : M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -3.58 \text{ kN.m} \\ \text{Sens } y - y' : M_t^y = -0.5 \times M_0^y = -2.44 \text{ kN.m} \end{cases}$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA (CBA Art A.5.3.3)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_{ser}$ (Kn.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	Sens xx	6.09	2.44	5096.5	3.1	15	Vérifiée
	Sens yy	4.16	1.85	2988.8	2.7	15	Vérifiée
Appuis	Sens xx	3.58	1.89	3105.8	4.7	15	Vérifiée
	Sens yy	2.44	1.44	1827.2	3.7	15	Vérifiée

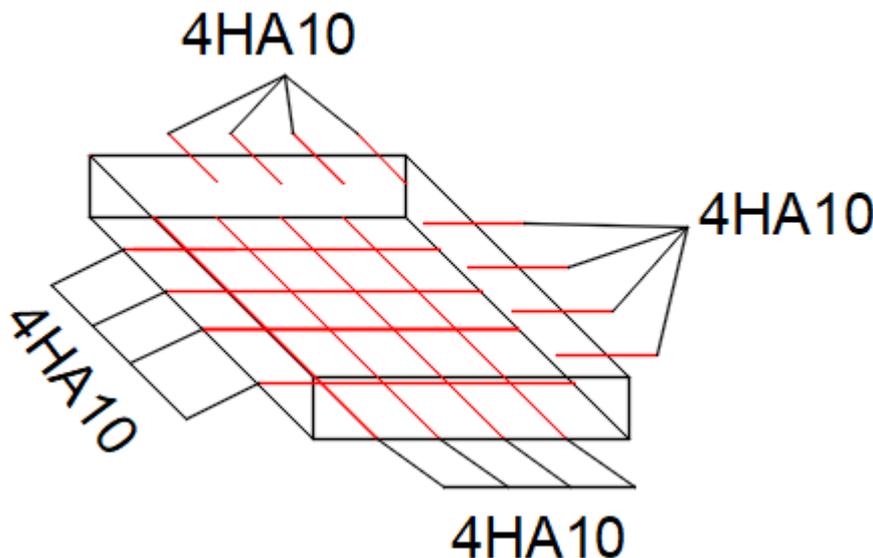
**Tableau.III.27.** Vérification des contraintes de la dalle au-dessus de l'ascenseur

**III.4.2.1.3. Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 M_0^x} \right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 20\text{cm} > 4.25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 3.14 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.4.2.1.4. Schéma de ferrailage :**



**FigureIII.26.** Schéma ferrailage dalle au-dessous de l'ascenseur

**III.4.2.2. Sous charge concentrée (Dalle au-dessus de l'ascenseur) :**

➤ **Calcul du rectangle impact :**

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

- $h_0$  : Épaisseur de la dalle
- $a_0$  et  $\mathcal{U}$  sont //  $l_x$
- $h$  : Épaisseur de revêtement
- $b_0$  et  $\mathcal{V}$  Sont //  $l_y$
- $\xi$  : coefficient qui dépend du type de revêtement (  $\xi = 1$  )
- $a_0 \times b_0$ : Surface du chargement de la charge concentrée

Pour  $V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$

Donc  $\begin{cases} u = 80 + 20 + (2 \times 1 \times 5) \Rightarrow u = 110 \text{ cm} \\ v = b_0 + h_0 + (2 \times 1 \times 5) \Rightarrow v = 110 \text{ cm} \end{cases}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **Evaluation des moments dus à la charge concentrée :**

$$\begin{cases} M_1^x = P_u(M_1 + u \times M_2) \\ M_2^y = P_u(M_2 + u \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec : } u: \text{ coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} u = 0 \Rightarrow \text{ELU} \\ u = 0 \Rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

On a :  $G_{\text{concentré}} = D_m + P_m \Rightarrow G_{\text{concentré}} = 97 \text{ kn}$

$Q_{\text{concentré}} = P_{\text{personne}} = 6,3 \text{ kn}$

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35 \times G_{\text{concentré}} + 1,5 \times Q_{\text{concentré}} = 140,40 \text{ kn} \\ \text{ELS: } q_s = G_{\text{concentré}} + Q_{\text{concentré}} = 103,3 \text{ kn} \end{cases}$$

**Les coefficients  $M_1$  et  $M_2$  sont ou fonction de :**

$M_1$  est en fonction de :  $\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{110}{180} = 0,61 \\ \rho = 0,78 \end{cases}$  et  $M_2$  est en fonction de:  $\begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{110}{230} = 0,48 \\ \rho = 0,78 \end{cases}$

En se référant à l'abaque de Pigeaud, on aura :  $\begin{cases} M_1 = 0,085 \\ M_2 = 0,080 \end{cases}$

• **Evaluation des moments  $M_x^1$  et  $M_y^1$  du système de levage :**

$v = 0,2$  à l'ELS

$M_1^x = P_u \times M_1 \Rightarrow M_1^x = 11,93 \text{ kN.m}$

$M_1^y = P_u \times M_2 \Rightarrow M_1^y = 11,2 \text{ kN.m}$

• **Evaluation des moments  $M_x^2$  et  $M_y^2$  dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0,0584 \\ u_y = 0,5608 \end{cases}, \quad \begin{cases} G_{dalle} = 5 \text{ kN/m}^2 \\ G_{revetement} = 1,1 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} G_{total} = 6,1 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{ELU: } P_u = 1,35 \times G_{total} + 1,5 \times Q = 9,735 \text{ kN/m}^2 \\ \text{ELS: } P_s = G_{total} + Q = 7,2 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \Rightarrow M_2^x = 1,84 \text{ kN.m} \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x \Rightarrow M_2^y = 1,03 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_1^x + M_2^x \Rightarrow M_x = 13,33 \text{ kN.m} \\ M_y = M_1^y + M_2^y \Rightarrow M_y = 12,23 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments réels :**

**Travées :**  $\begin{cases} \text{Sens } x - x': M_t^x = 0,85 \times M_x = 11,33 \text{ kN.m} \\ \text{Sens } y - y': M_t^y = 0,85 \times M_y = 10,4 \text{ kN.m} \end{cases}$

**Appuis :**  $\begin{cases} \text{Sens } x - x': M_a^x = -0,5 \times M_x = -6,67 \text{ kN.m} \\ \text{Sens } y - y': M_t^y = -0,5 \times M_y = -6,12 \text{ kN.m} \end{cases}$

**III.4.2.2.1. Calcul du ferrailage :**

le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur ; de 20 cm d'épaisseur à la flexion simple ; les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens	M( Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal} (m^2)$	$A_{min} (m^2)$	St (cm)
Travée	Sens xx	11.33	0.0034	0.0042	0.18	0.25	1.77	25
	Sens yy	10.4	0.0019	0.0023	0.18	0.14	1.6	25
Appuis	Sens xx	6.67	0.002	0.0025	0.18	0.14	1.77	25
	Sens yy	6.12	0.0011	0.0014	0.18	0.083	1.6	25

**Tableau.III.28.** Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous un chargement concentré

**III.4.2.2.2. Les vérifications nécessaires**

➤ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité**

➤ **En travée :**  $\begin{cases} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^{yt} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$  avec :  $\rho_0$  0.0008 pour fe400

$$\begin{cases} A_{min}^x = 1,78 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{min}^y = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_t^x = 0,25 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{min}^x = 1,77 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 0,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{min}^y = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc, on ferraille avec  $A_{min}^x = 1.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$  , On choisit 4HA10 =  $3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_t^y = 1.77 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**- En appuis :**

$$A_{min}^x = A_{min}^y = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} A_{min}^x = 2.77 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_a^x = 0.14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{min}^x = 2.77 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_a^y = 0.083 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} < A_{min}^y = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \dots\dots\dots\text{Condition non vérifiée}$$

Donc, on ferraille avec  $A_{min}^x = 2.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$  , On choisit 4HA10 =  $3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Calcul des espacements pour une fissuration peu nuisible :**

Sens x-x' :  $St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$  , on adopte  $St = 25 \text{ cm}$

Sens y-y' :  $St \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 45 \text{ cm}$  , on adopte  $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Diamètre des barres :**

$$\phi \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \phi = 10\text{mm} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Selon BAEL, aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :  $P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec :  $U_c = 2 \times (U + V) = 440 \text{ cm}$

$$P_u = 140.4\text{Kn} < 660 \text{ Kn} \dots\dots\dots\text{Pas de risque de poinçonnement}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPA}$$

$$V_u = V_v = \frac{P_u}{3\gamma} = \frac{140.4}{3 \times 1.10} = 42.55 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPA} \dots\dots\dots\text{Pas besoin d'armatures}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Moment engendré par le système de levage :**  $P_s = 103.3 \text{ kn}$

$$\begin{cases} M_1^x = P_s (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_1^y = P_s (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \text{ Avec : } \nu: \text{coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \text{ (ELU)} \\ \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_1^x = 103.3 (0.085 + (0.2 \times 0.08)) = 10.43 \text{ kN.m} \\ M_1^y = 103.3 (0.08 + (0.2 \times 0.085)) = 8.44 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment dû au poids propre de la dalle :**  $P_s = 6.1 \text{ Kn}$

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times Ps \times l_x^2 = 1.15 \text{ kN.m} \\ M_2^y = M_2^x \times \mu_y = 0.65 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_1^x + M_2^x = 11.58 \text{ kN.m} \\ M_y = M_2^x + M_2^y = 9.09 \text{ kN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments réels :**

**Travées :**  $\begin{cases} \text{Sens } x - x' : M_t^x = 0.85 \times M_x = 9.84 \text{ kN.m} \\ \text{Sens } y - y' : M_t^y = 0.85 \times M_y = 7.73 \text{ kN.m} \end{cases}$

**Appuis :**  $\begin{cases} \text{Sens } x - x' : M_a^x = -0.5 \times M_x = -5.8 \text{ kN.m} \\ \text{Sens } y - y' : M_a^y = -0.5 \times M_y = -4.54 \text{ kN.m} \end{cases}$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA (CBA Art A.5.3.3)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_{ser}$ (Kn.m)	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	Sens xx	12.7	1.13	1115.3	12.8	15	Vérifiée
	Sens yy	8.7	0.85	638.13	11.6	15	Vérifiée
Appuis	Sens xx	7.5	0.88	682.18	9.7	15	Vérifiée
	Sens yy	5.1	0.65	379.41	8.7	15	Vérifiée

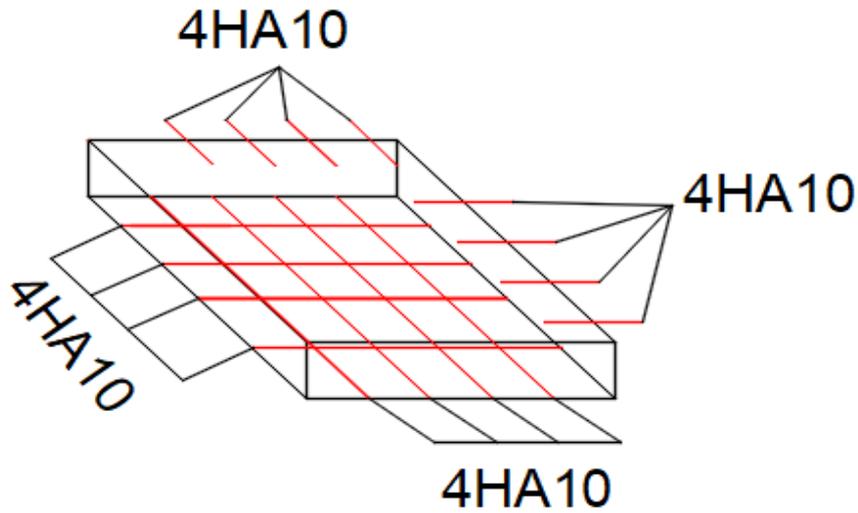
**Tableau.III.29.** Vérification des contraintes de la dalle au-dessous de l'ascenseur

**III.4.2.2.3. Vérification de la flèche :**

$$\begin{cases} e \geq \max \left( \frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 M_0^x} \right) l_x \\ A_t \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 20\text{cm} > 4.25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 3.14 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, ce qui fait que le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.4.2.2.4. Schéma de ferrailage**



**Figure III.27.** Schéma ferrailage dalle au-dessous de l'ascenseur

**Conclusion**

Après avoir étudié tous les éléments secondaires à savoir les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur on passe au chapitre quatre qui est l'étude dynamique.

**CHAPITRE IV : Etude dynamique**

Toutes les structures sont susceptibles d’être soumises pendant leurs durées de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l’effet des chargements statiques paraît insuffisant, d’où la nécessité d’une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d’une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l’effet du séisme.

**IV.1. Méthode de calcul :**

Dans le calcul de la force sismique globale d’un bâtiment le **RPA99/ version 2003** nous propose trois méthodes :

Méthode statique équivalente

- Méthode modale spectrale
- Méthode dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas on va utiliser la méthode spectrale.

**IV.2. Méthode spectrale :**

➤ **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ **Modélisation :**

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales, et une rotation d’axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

- **Spectre de réponse de calcul :**

D’après le RPA99/Version 2003 Article (4.3.3) l’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/V2003 (Formule 4-13)}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- Q : Facteur de qualité.

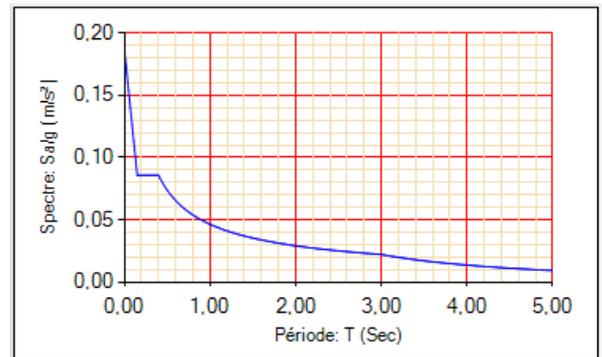


Figure.IV.1. Spectre de réponse.

**IV.3. Calcul des paramètres du spectre de réponse :**

A : Coefficient d'accélération de zone. Il est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment donné par le tableau 4.1 inclut dans le règlement parasismique algérien.

A= 0,25 (Zone III – groupe d'usage 2).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte voiles-portiques avec justification de l'interaction, donc :

⇒ R=5 (RPA99/2003 (Formule 4.3))

Q : facteur de qualité donnée par l'expression  $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$  (tab 4 - 4 de RPA99)

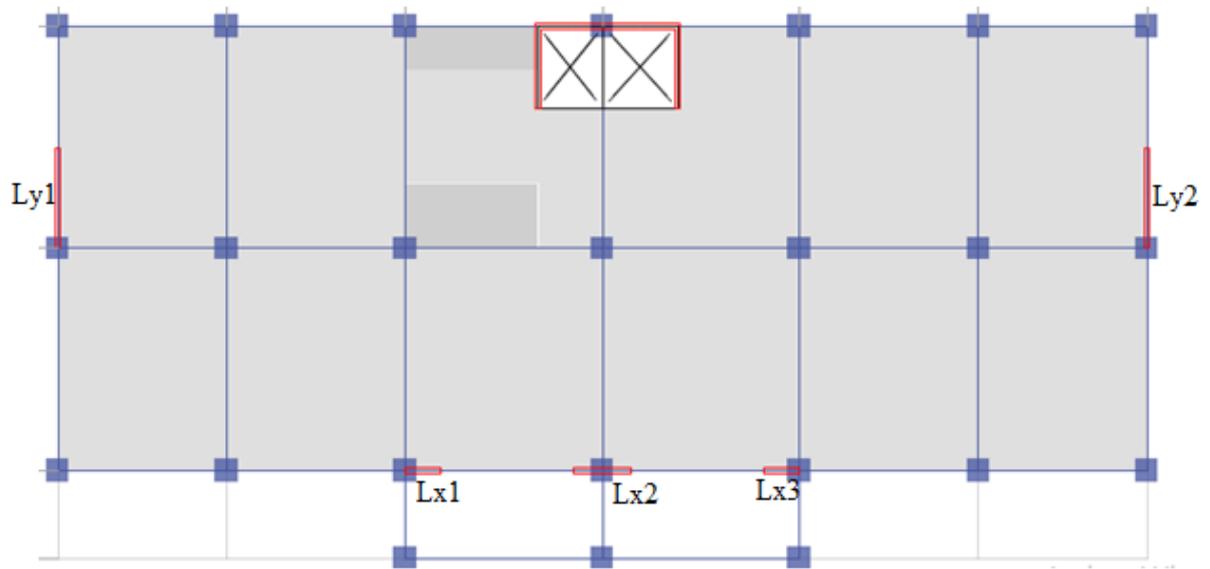
Pq : Pénalité à retenir selon le critère de qualité q

N°	Critère (q)	Observée	Pq/xx	Observée	Pq/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	oui	0
2	Redondance en plan	Non	0,05	oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	oui	0

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

⇒  $\begin{cases} Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,1 \end{cases}$

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS2016. Et après plusieurs dispositions nous avons opté pour la disposition suivante :

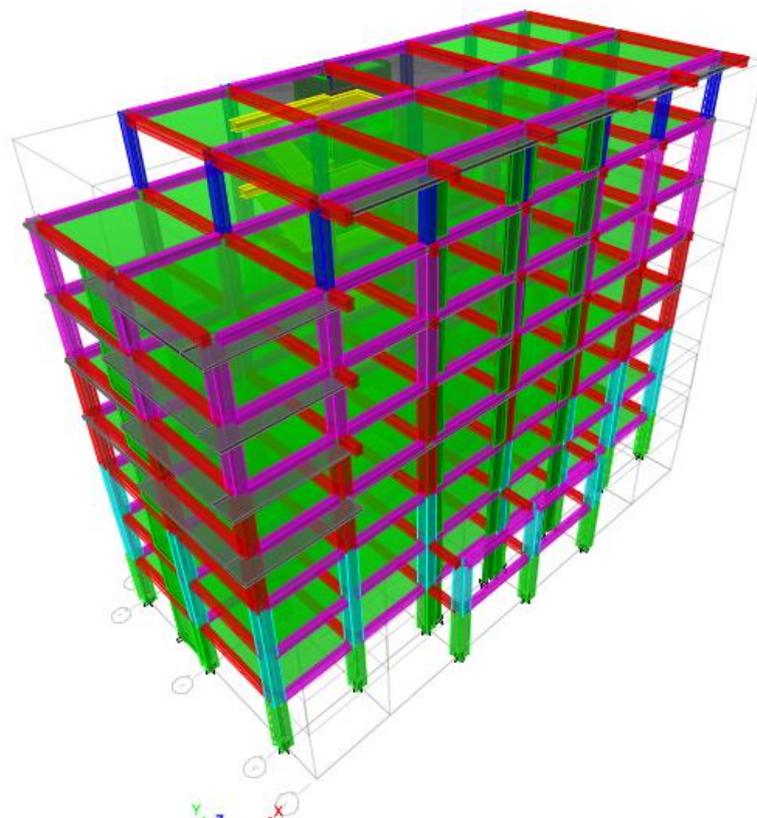


**Figure.IV.2.** Disposition des voiles

$Lx1 = Lx3 = 1\text{m}$

$Lx2 = 1.6\text{m}$

$Ly1 = Ly2 = 2.8\text{m}$

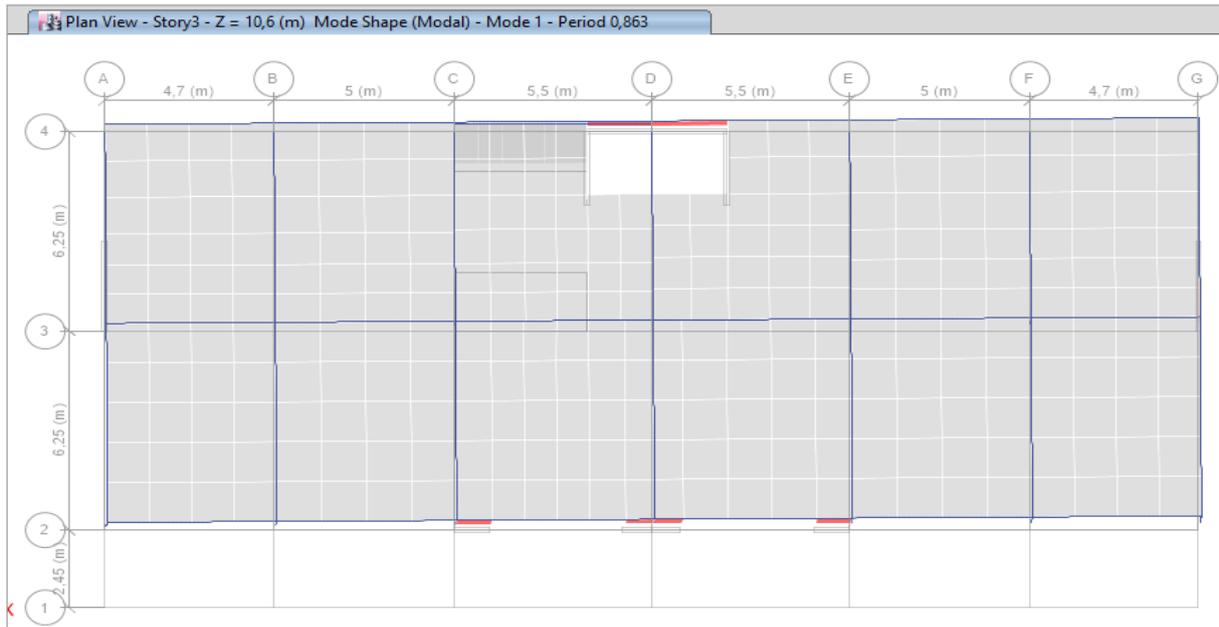


**Figure.IV.3.** Vue en 3D de la structure

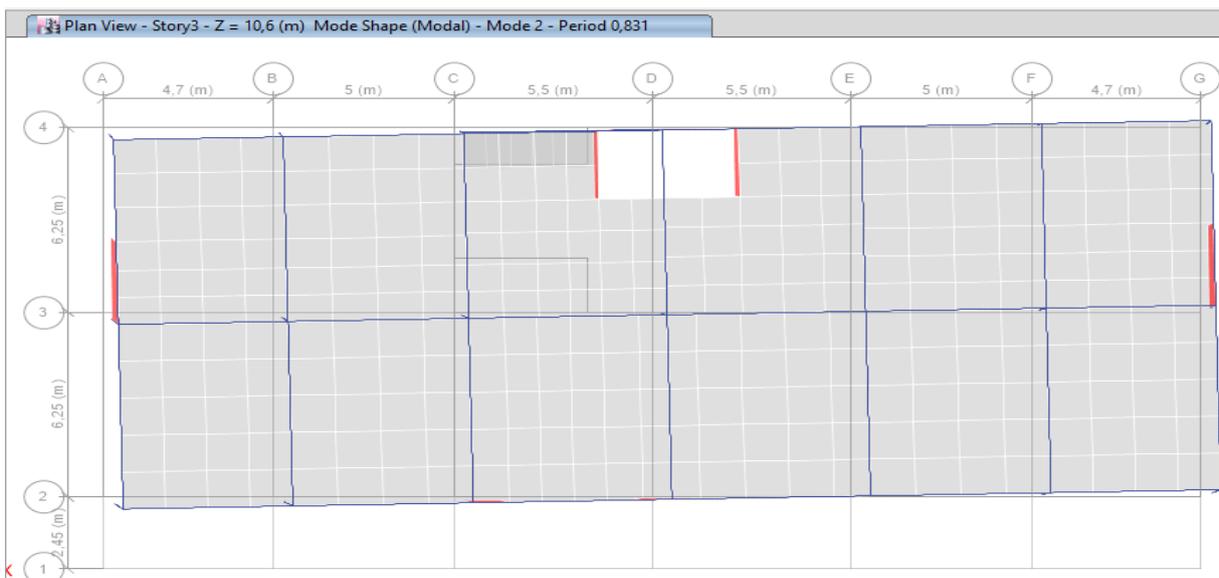
**IV.3.1. Nombre de modes à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée)

Les modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :



**Figure.IV.3.** Translation (Y-Y)  $T_1 = 0.863$



**Figure.IV.4.** Translation (X-X)  $T_2 = 0.831$

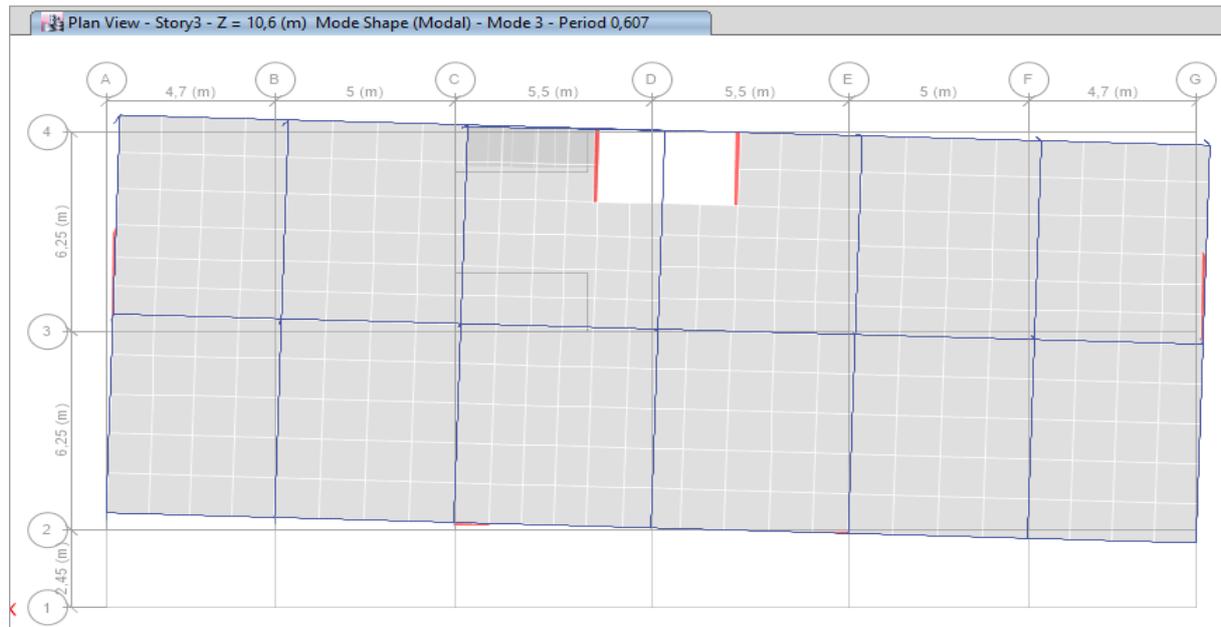


Figure.IV.5.Tortion  $T_3 = 0.607$

Le tableau suivant illustre les résultats des modes de vibration obtenus :

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
		sec					
Modal	1	0,863	0,0116	0,6755	0	0,0116	0,6755
Modal	2	0,831	0,5633	0,0316	0	0,575	0,7071
Modal	3	0,607	0,1662	0,0137	0	0,7411	0,7208
Modal	4	0,237	0,1012	0,0065	0	0,8423	0,7273
Modal	5	0,232	0,0073	0,1435	0	0,8496	0,8708
Modal	6	0,161	0,0418	0,0006	0	0,8914	0,8714
Modal	7	0,117	0,0347	0,0049	0	0,9261	0,8763
Modal	8	0,107	0,0046	0,0548	0	0,9308	0,9311
Modal	9	0,079	0,0271	0,0039	0	0,9578	0,9349
Modal	10	0,073	0,0007	0,0002	0	0,9586	0,9352
Modal	11	0,069	0,0002	0,0052	0	0,9588	0,9404
Modal	12	0,064	0,0068	0,0208	0	0,9656	0,9611

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure

➤ **Analyse des résultats :**

- Premier mode : Translation suivant la direction Y avec une période de  $T = 0,863$  s
- Deuxième mode : Translation suivant la direction X avec une période de  $T = 0,831$
- Le taux de participation massique suivant la direction X a atteint 90% à partir du 7ème mode, et suivant la direction Y à partir du 8ème mode.

**IV.4. Interprétation des résultats :**

**IV.4.1. Vérification la résultante des forces sismiques : [RPA99version 2003/4.3.6]**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  Obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80%de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V \Rightarrow V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$

**a. Calcul la force statique équivalente :**

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

D : Facteur d’amplification dynamique.

W : Poids total de la structure.

➤ W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{RPA9 /2003 (Formule4.5)})$$

$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : poids du aux charges d’exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation, est donné par le **RPA (tableau 4.5)**

$$\beta = 0,6 \Rightarrow \text{Commerce}$$

Après modélisation avec logiciel Etabs 2016 on a retiré W en rentrant la combinaison (G + 0,6 Q)

$$W = 32684.1424 \text{ Kn}$$

➤ **Facteur d’amplification dynamique D :**

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA99/2003(Formule4.2)})$$

Facteur de correction d’amortissement  $\eta$  donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (\text{RPA99/2003 (Formule 4.3)})$$

Avec :  $\xi$  est le pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d’importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \quad (\text{RPA99/2003 (Tableau 4.2)})$$

D'où  $\eta = 0.81$

Avec :  $T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le (RPA99/2003 (Tableau 4.7))  $\Rightarrow$  Site ferme meuble (S3)  $\Rightarrow T_2 = 0.50s$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

$$T = C_T \cdot H^{3/4}$$

Avec  $C_T = 0,05$  : (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).

$$H = 32.8 \text{ m}$$

$$T = 0,09 H / \sqrt{L}$$

Où « L » est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (RPA99/2003 (Formule 4.6)) , (RPA99/2003 (Formule 4.7))

$$\text{Avec ; } \begin{cases} L_x = 30.4 \text{ m} \\ L_y = 12.5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0,685 ; 0,53) = 0,53s \\ T_y = \min(0,675 ; 0,815) = 0,675 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.947 \\ D_y = 1.834 \end{cases}$$

La force sismique statique globale  $V_{st}$  à la base de la structure est :

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x^{st} = 3659.07 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 3296.84 \text{ KN} \end{cases}$$

**b. La résultante des forces sismiques :**

Après l'interprétation des résultats du fichier ETABS 2016 la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

Sens XX  $\Rightarrow V_x = 1799.7063 \text{ KN} < 80\%$  de  $V_x^{st} = 2927.256 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition non vérifiée.

Sens YY  $\Rightarrow V_y = 1932.79 \text{ KN} < 80\%$  de  $V_y^{st} = 2637.47 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition non vérifiée.

On doit majorer tous les résultats du modèle ou bien le spectre de réponses de  $\frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}}$

Sens XX  $\Rightarrow \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.63 \Rightarrow V_{x,dyn} = 2933.5213 \text{ KN} > 80\%$   $V_{x,st} = 2927.256 \text{ KN} \Rightarrow$  condition vérifiée

Sens YY  $\Rightarrow \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} = 1.37 \Rightarrow V_{y_{dyn}} = 2647.9223 \text{ KN} > 80\% V_{yst} = 2637.47 \text{ KN} \Rightarrow$  condition vérifiée

**IV.4.2. Vérification de la période : [RPA99version 2003/4.2.4.4] :**

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$T_{dyn} < 1,3 T_{st}$

$T_{x_{dyn}} = 0,831 \text{ s} < 1,3 T_{st \ x} = 0,71 \text{ s} \Rightarrow$  condition vérifiée

$T_{y_{dyn}} = 0,863 \text{ s} < 1,3 T_{st \ y} = 0,878 \text{ s} \Rightarrow$  condition vérifiée

**IV.4.3. Vérification de l'interaction et justification du contreventement pris (R=5) :**

➤ **Sous charges verticales :**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

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

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

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

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	28509,0775	6368.3345	81.74	18.26	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	24653,6191	5707,156	81.2	18.79	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	20984,5933	4956,4262	80.89	19.1	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	17404,7026	4259,6458	80.33	19.96	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	13792,3387	3432,4703	80.07	19.92	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	10144,2029	2616,0629	79.5	20.05	Non vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	6559,2772	1790,5478	78.65	21.35	Non vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	2887,5318	982,6294	74.61	25.38	Non vérifiée

**Tableau. IV.3.**Interaction sous charge verticale.

Nous constatons que la limite des 20 % exigée par le **RPA99/VERSION 2003** a été globalement respectée à tous les niveaux.

➤ **Sous charges horizontales**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

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

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

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

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Interaction selon X-X				Interaction selon Y-Y				Observation
	Charges horizontales		(%) des charges horizontales		Charges horizontales		(%) des charges horizontales		
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
<b>RDC</b>	626.77	1164.98	35	65	550.45	1360.91	29	71	Vérifiée
<b>1</b>	595.32	1121.67	34	66	688.81	1037.92	39	61	Vérifiée
<b>2</b>	572.76	1006.26	36	64	604.48	954.72	38	62	Vérifiée
<b>3</b>	565.62	860.75	40	60	522.33	871.58	37	63	Vérifiée
<b>4</b>	549.78	676.42	44	56	527.17	673.92	43	57	Vérifiée
<b>5</b>	440.49	555.39	44	56	454.89	530.73	46	54	Vérifiée
<b>6</b>	427.61	308.91	58	42	445.48	305.98	59	41	Vérifiée
<b>7</b>	208.77	204.622	51	49	308.16	217.88	58	42	Vérifiée

Tableau. IV.4. Interaction sous charge horizontale.

Après satisfaction de l'interaction voiles-portiques sous charges verticale et horizontale nous pouvons dire que le système est un système mixte avec interaction voiles-portiques

#### IV.4.4. Vérification de l'effort normal réduit

Le RPA exige de faire la vérification à l'effort normal réduit en raison d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme sous la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7. 4. 3. 1})$$

Tels que :

$N_d$  : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : Section du béton.

$F_{c28}$  : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau	b(cm)	h(cm)	$B_c$	N (KN)	v	Observation
RDC	65	65	4225	3433.333	0,0325	Vérifiée
Etage 1	60	65	3940	3005.1261	0.0308	Vérifiée

Etage 2	60	65	3940	2548.5248	0.026	Vérifiée
Etage 3	60	60	3600	2083.0494	0.023	Vérifiée
Etage 4	60	60	3600	1624.5055	0.018	Vérifiée
Etage 5	55	60	3300	1179.5149	0.014	Vérifiée
Etage 6	55	60	3300	755.8518	0.009	Vérifiée
Etage 7	40	45	1800	344.003	0.007	Vérifiée

**Tableau. IV.5.** Vérification de l’effort normal réduit.

**IV.4.5. Vérification vis-à-vis des déplacements relatifs**

Les déplacements relatifs de deux étages successifs, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l’étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{RPA99/ version 2003 (Art 5.10)})$$

Avec :  $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tels que :

$\delta_k$  : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par RPA99/2003 (Art 4.43).

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l’effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Niv	$h_k$ (mm)	Sens X-X					Sens Y-Y					Obs
		$\delta_{ek}$ (mm)	$\delta_k$ (mm)	$\delta_{k-1}$ (mm)	$\Delta_k$ (mm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	$\delta_{ek}$ (mm)	$\delta_k$ (mm)	$\delta_{k-1}$ (mm)	$\Delta_k$ (mm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	
RDC	3800	1.8	9	0	9	0.002	1.331	6.655	0	6.655	0.001	vrf
1	3400	5.124	25.62	9	16.62	0.003	3.951	19.755	6.655	13.1	0.004	vrf
2	3400	9.143	45.715	25.62	20.095	0.005	7.387	21.935	19.755	2.18	0.006	vrf
3	3400	13.564	67.82	45.715	22.65	0.006	11.174	55.87	21.935	33.935	0.009	vrf
4	3400	17.749	88.745	67.82	20.925	0.006	15.072	75.36	55.87	19.49	0.005	vrf
5	3400	21.641	108.205	88.745	19.46	0.005	18.868	94.34	75.36	18.98	0.005	vrf
6	3400	25.131	125.655	108.205	17.45	0.005	22.544	112.72	94.34	18.38	0.005	vrf
7	3400	28.611	143.055	125.65	17.4	0.005	27.09	135.45	112.72	22.75	0.006	vrf

**Tableau. IV.6.** Vérification des déplacements relatifs.

**IV.4.6. Justification des effets P- Delta :**

Les effets du seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P<sub>k</sub> : poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V<sub>k</sub>: Effort tranchant d’étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ<sub>k</sub> : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h<sub>k</sub>: Hauteur de l’étage k

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Niveau	h <sub>k</sub> (m)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y			Observation
			Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	Θ	Δ <sub>k</sub> (m)	V <sub>k</sub> (KN)	θ	
RDC	3,8	32684.1424	0.009	2933.5213	0.0263	6.655	2647.9223	0.0216	Vérifiée
1	3,4	28347.9794	0.01662	2819.7331	0.0491	13.1	2543.786	0.0429	Vérifiée
2	3,4	24206.8715	0.020095	2637.0208	0.0542	2.18	2373.7743	0.0470	Vérifiée
3	3,4	20212.8386	0.02265	2405.6107	0.0546	33.935	2169.4222	0.0929	Vérifiée
4	3,4	16075.6545	0.020925	2089.6562	0.0473	19.49	1900.3352	0.0484	Vérifiée
5	3,4	11913.7519	0.01946	1722.9036	0.0095	18.98	1583.3639	0.042	Vérifiée
6	3,4	7803.3744	0.01745	1274.6132	0.0134	18.38	1192.1424	0.0353	Vérifiée
7	3,4	3700.2468	0.0174	717.6943	0.0263	22.75	727.2064	0.0340	Vérifiée

**Tableau. IV.7.**Vérification de l’effet P-Delta

Θ < 0,1 ⇒ l’effet P-Delta n’a pas d’influence sur la structure

**Conclusion :**

La vérification des conditions exigées par le règlement parasismique algérien **RPA99/2003** nous a amenée à changer les sections des éléments structuraux obtenus après pré dimensionnement, la modélisation des différents emplacements des voiles est une meilleure solution pour obtenir une bonne réponse pour notre structure.

Niveaux	Sous-sol 1 et 2	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7
P. Principale (cm <sup>2</sup> )	30×45								
P. Secondaire (cm <sup>2</sup> )	30×40								
Poteaux b*h (cm <sup>2</sup> )	65×65	65×65	60×65	60×65	60×60	60×60	55×60	55×60	40×45
Epaisseur Voiles (cm)	SS1/2 et RDC				Etage 1-7				
	20				15				

**Tableau. IV.8.** Dimensions finales des éléments structuraux

**CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux**

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes genres de sollicitations.

**V.1. Etude des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux de la structure, ils doivent résister aux différents types de sollicitations, et satisfaire les exigences de sécurité vis-à-vis de la résistance et de la ductilité.

Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant.
- Effort normal maximal avec le moment correspondant.
- Effort normal minimal avec le moment correspondant.

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- ✓  $1.35 G + 1.5 Q$ .....(1)
- ✓  $G + Q$ .....(2)
- ✓  $G + Q + E$ .....(3)
- ✓  $G + Q - E$ .....(4)
- ✓  $0.8 G + E$ .....(5)
- ✓  $0.8 G - E$ .....(6)

**V.1.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :****a. Les armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal est de : 0.9 % de la section (Zone III).
- Le pourcentage maximal est de : 4 % de la section en zones courantes.  
6 % de la section en zones de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $50 \times \emptyset$  (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

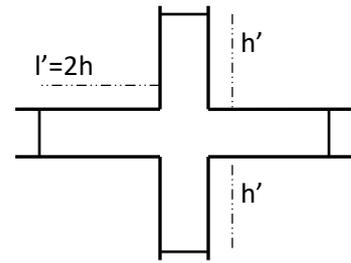
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h : La hauteur d'étage.

( $b_1 ; h_1$ ) : Dimensions de la section transversale du poteau.



**Figure.V.2.** Zone nodale.

**b. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

$V_u$  : L'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " $\lambda_g$ " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

**Dans la zone nodale :**  $t' \leq 10 \text{ cm}$ . En zone III.

**Dans la zone courante :**  $t' \leq \text{Min} (b_1/2 , h_1/2 , 10\phi_l)$  . En zone III.

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$  En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elencement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec } a \text{ et } b, \text{ dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et  $l_f$  : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi$  minimum .

**V.1.2. Sollicitations de calcul :**

Pour étudier les poteaux on a besoin des sollicitations maximales dans le poteau le plus sollicité obtenu à partir de notre modèle établi avec logiciel ETABS :

Niv	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$			$N^{min} \rightarrow M^{corr}$			$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		
	N (KN)	M (KN.m)	Comb	N (KN)	M (KN.m)	Combinaison	M(KN.m)	N (KN)	Combinaison
SS1 SS2/RDC	3636.4	209.59	G + Q + E <sub>y</sub>	-636.49	33.12	G + Q + E <sub>y</sub>	224.22	1628.70	G + Q + E <sub>y</sub>
Etg 1-2	3193.4	229.5	G + Q + E <sub>y</sub>	-611.75	27.71	G + Q + E <sub>y</sub>	254.65	2600.09	G + Q + E <sub>y</sub>
Etg 3-4	2192.5	226.6	G + Q + E <sub>y</sub>	-439.5	105.56	G + Q + E <sub>y</sub>	194.54	1211.62	G + Q + E <sub>y</sub>
Etg 5-6	1288.4	54.11	G + Q + E <sub>y</sub>	-232.9	110.96	G + Q + E <sub>y</sub>	194.54	1211.62	G + Q + E <sub>y</sub>
Etg 7	428.43	43.7	G + Q + E <sub>y</sub>	-63.43	109.83	G + Q + E <sub>y</sub>	120.6	123.17	G + Q + E <sub>y</sub>

**Tableau.V.1.** Les sollicitations dans les différents poteaux

**V.1.3. Ferrailage**

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Calcul des armateurs longitudinaux minimal et maximale dans RDC**

$$A_{min} = 0.9 \% \text{ de la section (Zone III).} = 38.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4 \% \text{ de la section (en zones courantes).} = 169 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 6 \% \text{ de la section (en zones de recouvrement).} = 253.5 \text{ cm}^2$$

Niveau	Section	A'	A <sub>calculée</sub>	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup>	A <sub>max</sub> <sup>Z.courante</sup>	A <sub>max</sub> <sup>Z.nodale</sup>	A <sub>choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub>
SS1 SS2	(65 × 65)	9.35	9.35	38.02	169	253.5	8HA20+ 8HA16	41.21
Etage 1-2	(60 × 65)	8.82	8.82	35.1	156	234	8HA20 + 8HA14	37.45
Etage 3-4	(60 × 60)	0	10.4	32.4	144	216	8HA20+ 8HA12	34.18
Etage 5-6	(55 × 60)	0	7.94	29.7	132	198	12HA16 + 4HA14	30.29
Etage 7	(40 × 45)	0	7.62	16.2	72	108	4HA20+4HA12	17.09

**Tableau.V.2.**Ferrailage des poteaux

**a. Armatures transversales**

➤ **Exemple de calcul**

Soit à calculer les armatures transversales du poteau du RDC (65 × 65) cm<sup>2</sup>

$$A_{choisi} = 41.21 \text{ cm}^2$$

$$\phi_1^{min} = 1.6 \text{ cm et } l_f = 2.065$$

$$\lambda_g = \frac{2.065}{0.65} = 3.17 < 5 \Rightarrow \lambda_g = \rho_\alpha = 3.75$$

D'après les recommandations du RPA :

$$t' \leq 10 \text{ cm en zone nodale}$$

$$t' \leq \text{Min} (b_l/2, h_l/2, 10\phi_l) \text{ en zone courante}$$

$$t' \leq \text{Min} (32.5, 32.5, 16)$$

On adopte alors t' = 10 cm en zone nodale

$$t' = 15 \text{ cm en zone courante}$$

$$A_t = \frac{\rho_\alpha \times V^{max}}{b \times f_e} \times t^{max} = \frac{3.75 \times 99.88 \times 10^{-3}}{0.65 \times 400} \times 0.1 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux a été calculer de la même manière, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	$Q_l^{min}$	$l_f$	$V^{max}$	$\lambda_g$	$\rho_\alpha$	$t_{nodale}^{zone}$	$t_{courante}^{zone}$	$A_t$	$A_{min}^t$	$A_t^{choisie}$
(65 × 65)	1.6	2.065	99.88	3.17	3.75	10	15	1.42	5.46	8HA10 = 6.28
(65 × 65)	1.6	2.38	99.88	3.66	3.75	10	15	1.42	5.46	8HA10 = 6.28
(60 × 65)	1.4	2.38	139.47	3.96	3.75	10	15	3.24	5.05	8HA10 = 6.28
(60 × 60)	1.2	2.38	142.73	3.96	3.75	10	15	3.32	5.05	8HA10 = 6.28
(55 × 60)	1.4	2.38	103.61	4.32	3.75	10	15	2.65	4.6	8HA10 = 6.28
(40 × 45)	1.2	2.38	80.70	5.95	2.5	10	15	2.81	3.6	6HA10 = 4.41

**Tableau.V.3.** Armatures transversales dans les poteaux

**V.1.4. Vérifications :**

**a. Vérification au flambement :**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous exige de les justifier à l'état limite ultime de stabilité de forme.

On doit vérifier que :

$$N_u \leq N_u^{cal} = \alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{100 \times \gamma_s} \right]$$

$A_s$  : Section d'acier comprimée

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$  ;  $\lambda = \frac{L_f}{i}$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1+0+0.2 \times (\frac{\lambda}{35})^2} & \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times (\frac{\lambda}{35})^2 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad (\text{Rayon de giration})$$

$$B_r = (h - 2) \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus après calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	L <sub>0</sub>	L <sub>f</sub>	B <sub>r</sub>	i	λ	α	A <sub>s</sub>	N <sub>u</sub>	N <sub>u</sub> <sup>calculé</sup>	Observation
SS1/SS2	(65 × 65)	2.95	2.065	3969	0.19	17.21	0.81	41.21	3.589	7.14	Vérifier
RDC	(65 × 65)	3.8	2.66	3969	0.19	14	0.82	41.21	3.589	7.2	Vérifier
Etage 1-2	(60 × 65)	3.4	2.38	3654	0.18	13.22	0.83	37.45	3.117	6.7	Vérifier
Etage 3-4	(60 × 60)	3.4	2.38	3365	0.17	12.53	0.83	34.18	2.208	6.157	Vérifier
Etage 5-6	(55 × 60)	3.4	2.38	3074	0.165	14.42	0.82	30.29	1.321	5.537	Vérifier
Etage 7	(40 × 45)	3.4	2.38	1634	0.12	19.83	0.79	17.09	0.442	2.892	Vérifier

Tableau.V.4.Vérifications au flambement

**b. Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible, Donc la vérification se fait uniquement pour la contrainte de compression dans le béton

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \quad V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \quad V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

$$S = b \times h + 15 (A + A') \dots \dots \dots \text{section homogène.}$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + \frac{15 \times (A' \times d' + A \times d)}{\gamma_s}}{S} \quad \text{Et } V' = h - v$$

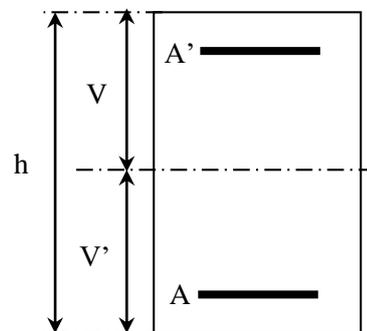


Figure.V.2.Section d'un poteau

Les résultats obtenus après calcul sont représentés dans e tableau suivant :

Niveaux	SS1/SS2	RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5-6	Etage 7
Section (cm <sup>2</sup> )	(65 × 65)	(65 × 65)	(60 × 65)	(60 × 60)	(55 × 60)	(40 × 45)
d (cm)	62	62	62	57	57	42
A (cm <sup>2</sup> )	41.21	41.21	37.45	34.18	30.29	19.09
A' (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0
V (cm)	36.26	36.27	36.21	33.37	33.27	24.93
V' (cm)	28.73	28.73	28.78	36.63	23.73	20.069
I <sub>gg</sub> (cm <sup>4</sup> )	0.01957	0.01956	0.01759	0.01407	0.00312	0.00389

N <sub>ser</sub> (MN)	2.602	2.602	2.26	1.6	0.957	0.322
M <sub>ser</sub> (MN.m)	0.099	0.099	0.107	0.07	0.075	0.071
M <sup>G</sup> <sub>ser</sub> (MN.m)	9.908	9.908	8.491	5.462	3.204	0.853
σ <sub>bc 1</sub> (Mpa)	5.78	5.73	5.23	4.02	2.55	1.61
σ <sub>bc 2</sub> (Mpa)	5.73	5.23	4.93	3.78	2.27	1.52
σ <sub>bc</sub>	15					
Observons	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

**Tableau.V.5.** Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

**c. Vérification aux sollicitations tangentes :**

D’après le **RPA version 2003 article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ<sub>bu</sub> sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \rightarrow \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad ; \quad \tau_{bu} = \frac{V^{max}}{b \times d}$$

Les résultats obtenus après calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d	V <sup>max</sup>	τ <sub>bu</sub>	τ <sub>bu</sub>	Observation
SS1/SS2	(65 × 65)	2.065	3.17	0.04	63	99.88	0.236	1	Vérifier
RDC	(65 × 65)	2.38	3.66	0.04	63	99.88	0.236	1	Vérifier
Etage 1-2	(60 × 65)	2.38	3.96	0.04	63	139.47	0.33	1	Vérifier
Etage 3-4	(60 × 60)	2.38	3.96	0.04	57	142.73	0.396	1	Vérifier
Etage 5-6	(55 × 60)	2.38	4.32	0.04	57	103.61	0.314	1	Vérifier
Etage 7	(40 × 45)	2.38	5.95	0.075	43	80.70	0.448	1.87	Vérifier

**Tableau.V.6.** Vérification aux sollicitations tangentes

➤ Schéma de ferrailage

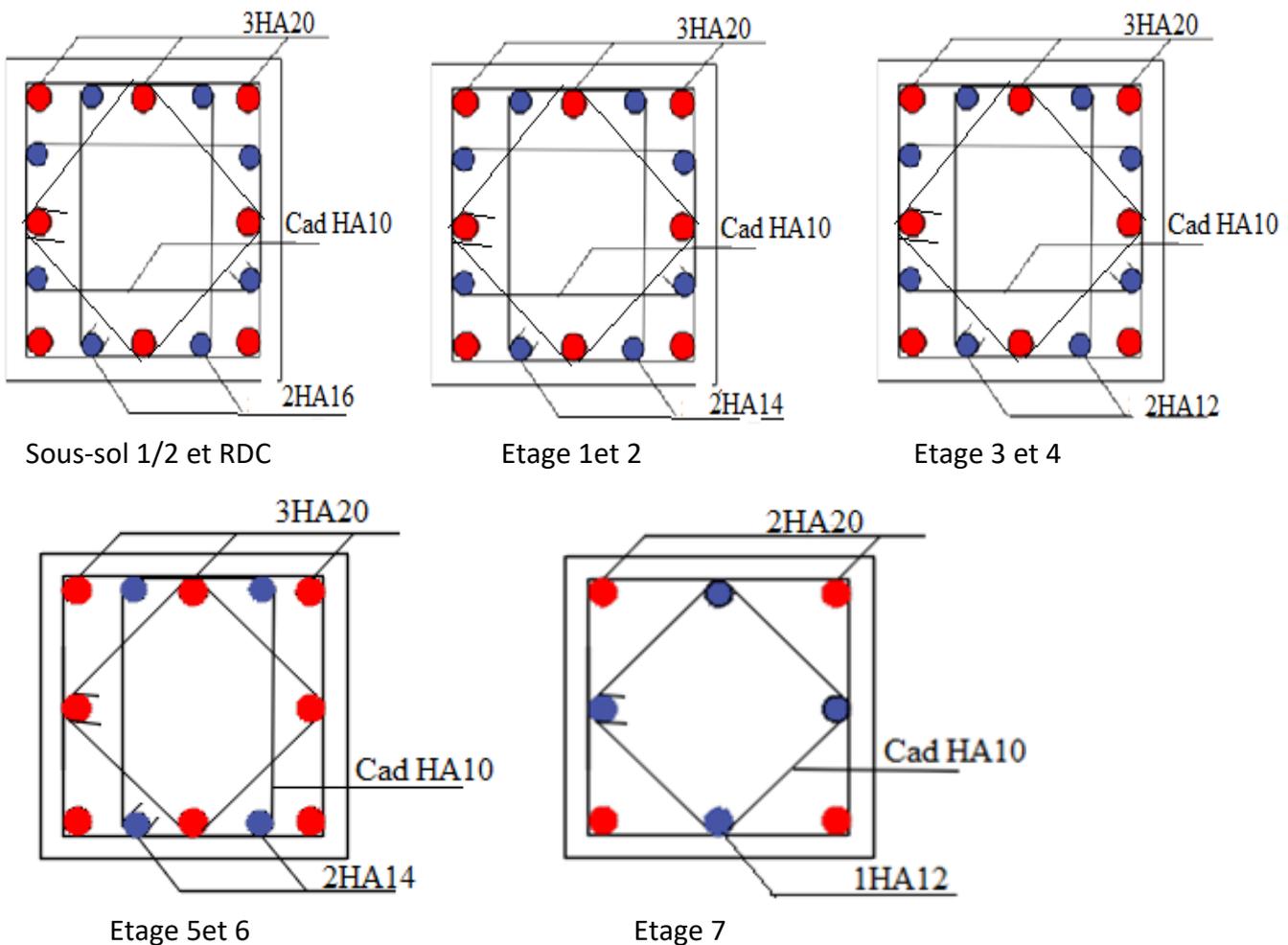


Figure.V.3. Schémas de ferrailage des poteaux des différents niveaux

V.2. Etude des poutres :

Les poutres seront calculées à l'aide des efforts obtenus à partir de notre modèle établi avec logiciel ETABS 2016, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA99/V2003 qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \dots \dots \dots ELA \\ G + Q - E \dots \dots \dots ELA \\ 0.8G + E \dots \dots \dots ELA \\ 0.8G - E \dots \dots \dots ELA \end{array} \right.$$

Poutres	b (cm)	h (cm)
Principales	30	45
Secondaires	30	40

Tableau.V.7. Dimensions des poutres.

**V.2.1. Recommandations du RPA99/V2003**

• **Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la Poutre est de 0.5% en toute section

• **Armatures transversales (Art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par le **RPA99/V2003** :

-  $A_{min}^{RPA} = 0.003 \times st \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale :  $st \leq \min (h/4 ; 12\phi)$
- Dans la zone courante :  $st \leq h/2$

Tel que ;  $\phi$  est le diamètre minimum des barres utilisées.

**V.2.2. Recommandations du BAEL :**

La section minimale des aciers longitudinaux et de :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$  (Condition de non fragilité) **BAEL (Art F.IV.2)**

**V.2.3. Calcul du ferrailage**

Le ferrailage des poutres est calculé à partir des sollicitations maximales déduites de notre modèle, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Poutres		$M_t^{max}$ (kn.m)	Combinaison	$M_a^{max}$ (kn.m)	Combinaison	$V^{max}$ (kn)	Combinaison
Poutres principale (30×45)	Etage courant	242.06	G + Q + E <sub>y</sub>	-284.03	G + Q + E <sub>y</sub>	224.82	G + Q + E <sub>y</sub>
	Terrasse inaccessible	136.81	G + Q + E <sub>y</sub>	-192.58	G + Q + E <sub>y</sub>	154.13	ELU
Poutres secondaire (30×40)	Etage courant	174.95	G + Q + E <sub>x</sub>	-192.16	G + Q + E <sub>x</sub>	113.09	G + Q + E <sub>x</sub>
	Terrasse inaccessible	89.5	G + Q + E <sub>x</sub>	-120.87	G + Q + E <sub>x</sub>	79.46	G + Q + E <sub>x</sub>

**Tableau.V.8.** Sollicitations des poutres

➤ **Exemple de calcul**

Soit la poutre principale de l'étage courant de dimensions (30 × 45) avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t^{\max} = 242.06 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = -284.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**a. Armatures longitudinales :**

• **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{242.06 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0,3 \times 0,42^2} = 0.24 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.24}] = 0,36$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,43(1 - 0,4 \times 0,36) = 0,36m$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{242.06 \times 10^{-3}}{0,36 \times 348} = 19.32 \times 10^{-4} m^2 = 19.23 cm^2$$

On opte pour  $A_t = 2HA25 + 3HA20 = 19.24 cm^2$

• **Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{284.03 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0,3 \times 0,42^2} = 0.29 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.29}] = 0,44$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,43(1 - 0,4 \times 0,44) = 0,35m$$

$$\Rightarrow A_a = \frac{284.03 \times 10^{-3}}{0,35 \times 348} = 23.03 \times 10^{-4} m^2 = 23.03 cm^2$$

On opte pour  $A_a = 3HA25 + 2HA25 = 24.54 cm^2$

➤ **Vérification des conditions de non fragilité**

Poutres principale (30 × 45)  $cm^2 \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52 cm^2 < A_{\text{adopté}}$

Poutres secondaire (30 × 40)  $cm^2 \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 cm^2 < A_{\text{adopté}}$

Le calcul de ferrailage des différentes poutres s’est fait de la même manière, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Poutres	Position	En travée				En appui		
		$M_t^{max}$ (kn.m)	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	$M_a^{max}$ (kn.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Poutres principale (30×45)	Terrasse inaccessible	136.81	6.75	9.89	3HA14+3HA16 = 10.65 cm <sup>2</sup>	-192.58	14.47	3HA20+2HA20 = 15.71 cm <sup>2</sup>
Poutres secondaire (30×40)	Etage courant	174.95	6	15.12	3HA20+2HA20 = 15.71 cm <sup>2</sup>	-192.16	17.53	3HA20 3HA20 = 18.85 cm <sup>2</sup>
	Terrasse inaccessible	89.5		7.41	3HA12+3HA14 = 8.01 cm <sup>2</sup>	-120.87	10.27	3HA14+3HA16 = 10.65 cm <sup>2</sup>

**Tableau.V.9.** Ferrailages des poutre principales et secondaire des Etage courant et Terrasse inaccessible

➤ **Vérification de l’effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \min (0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPA)$$

Soit la poutre principale de l’étage courant de dimensions (30 × 45) avec

$$V_u = 224.82 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{224.82 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42} = 1.78 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{bu} = 3.33 \text{ MPA}$$

Les vérifications pour les différentes poutres s’est fait de la même manière, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Poutres	Position	$V_u$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPA)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPA)	Observation
Poutres principale (30×45)	Terrasse inaccessible	154.13	1.22	3.33	Vérifiée
Poutres secondaire (30×45)	Etage courant	113.09	1.01		Vérifiée
	Terrasse inaccessible	79.46	0.71		Vérifiée

**Tableau.V.10.** Vérification de l’effort tranchant dans les poutres principales et secondaire

➤ **Vérification des armateurs longitudinal**

❖ **Longueur de recouvrement :  $L_f > 50 \varnothing_L$**

$$\varnothing = 20\text{mm} \Rightarrow L_f > 50 \times 2 = 100 \text{ cm, on adopte } L_f = 110 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 16\text{mm} \Rightarrow L_f > 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm, on adopte } L_f = 85 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 14\text{mm} \Rightarrow L_f > 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm, on adopte } L_f = 75 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 12\text{mm} \Rightarrow L_f > 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm, on adopte } L_f = 65 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des armateurs transversale**

Le diamètre minimal des armateurs transversale doit vérifier la condition de BAEL

$$\varnothing_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_L \right) \text{ BAEL (article.H.III.3)}$$

**- Poutres principale**

$$\varnothing_t \leq \min (12.8 ; 30 ; 12)\text{mm}, \text{ donc on adopte } \varnothing_t \leq 12\text{mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de  $\varnothing 8$  d'où  $A_t = 4T8 = 2.1 \text{ cm}^2$

**- Poutres secondaire**

$$\varnothing_t \leq \min (12.1 ; 30 ; 12)\text{mm}, \text{ donc on adopte } \varnothing_t \leq 12\text{mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de  $\varnothing 8$  d'où  $A_t = 4T8 = 2.1 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

**- Selon le RPA**

$$S_t \leq \begin{cases} \min(\frac{h}{4} ; 12\varnothing_L^{\min} \rightarrow \text{en zone nodale} \\ \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone courante} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des espacements des armatures transversales sont résumés dans le tableau suivant :

Espacements (cm)		Poutres principale (30×45) cm <sup>2</sup>	Poutres secondaire (30×40)cm <sup>2</sup>
RPA	S <sub>t1</sub>	11.25	10
	S <sub>t2</sub>	22.5	20
Zone nodale		10	10
Zone courante		15	15

**Tableau.V.11.** Calcul des espacements des armatures transversales

➤ **Vérification de la section minimale des armatures transversales :**

On doit satisfaire la condition :  $A_t > A_t^{\min}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.1 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

**- Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc il n'y a aucune vérification .

**- Etat limite de compression de béton :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$

Poutres	Position	Zone	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPA)	σ̄ <sub>bc</sub> MPA	Observation
Poutres principale (30×45)	Etage courant	Appui	24.54	-125.11	22.55	270680	10.42	15	Vérifiée
		Travée	19.24	77.99	20.97	237660	6.88	15	Vérifiée
	Terrasse inaccessible	Appui	15.45	-116.20	19.06	199740	11.8	15	Vérifiée
		Travée	11.68	81.8	16.40	151520	8.85	15	Vérifiée

Poutres secondaire (30×45)	Etage courant	Appui	18.85	-32.45	18.67	166190	3.64	15	Vérifiée
		Travée	15.45	21.8	17.19	154190	2.53	15	Vérifiée
	Terrasse inaccessible	Appui	11.68	-35.72	15.28	115270	4.73	15	Vérifiée
		Travée	8.01	23.77	13.43	907800	3.51	15	Vérifiée

**Tableau.V.12.** Vérification de l'état limite de compression de béton

➤ **Schémas de ferrailage des poutres :**

Niveaux	Poutre	Travée	Appui
Terrasse inaccessible	PP		
	PS		
Etage courant	PP		

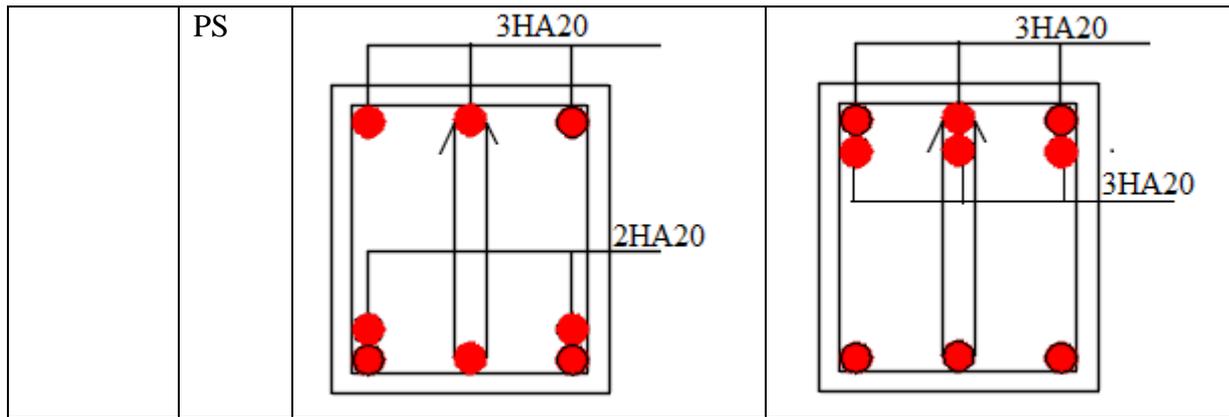


Tableau.V.13.Schémas ferrailage des poutres

• **Vérification des zones nodales**

La vérification des zones nodales est l’une des exigences du RPA 99/03(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant aux nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d’un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d’orientation de l’action sismique.

$$| M_n | + | M_s | \geq 1.25 \times ( | M_w | + | M_e | )$$

Avec :

- $M_n$  : Moment résistant dans le poteau supérieur
- $M_s$  : Moment résistant dans le poteau inférieur
- $M_w$  : Moment résistant gauche de la poutre
- $M_e$  : Moment résistant droite de la poutre

• **Détermination des moments résistants dans les poteaux :**

Le moment résistant ( $M_r$ ) d’une section de béton dépend :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d’acier dans la section du béton.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :  $M_r = Z \times A_s \times \sigma_s$  ;  $Z = 0.9 \times h$  ;  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont regroupés dans le tableau suivant :

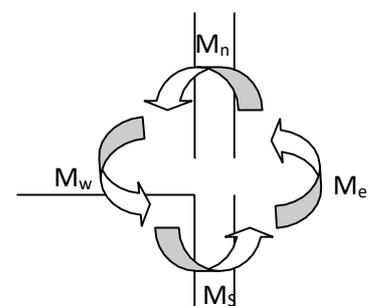


Figure.V.4.La zone nodale

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
SS1/SS2	(65 × 65)	58.5	41.21	838.953
RDC	(65 × 65)	58.5	41.21	838.953
Etage 1-2	(60 × 65)	58.5	37.45	762.407
Etage 3-4	(60 × 60)	54	34.18	642.31
Etage 5-6	(55 × 60)	54	30.29	569.209
Etage 7	(40 × 45)	40.5	17.09	240.866

**Tableau.V.14.** Moments résistants dans les poteaux

• **Détermination des moments résistant dans les poteaux :**

Les moments résistant dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux, les résultats de calcul obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux		Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (MN.m)
Etages courant	PP (30 × 45)	40.5	19.24	271.168
	PS (30 × 40)	36	11.68	146.327
Terrasse inaccessible	PP (30 × 45)	40.5	15.45	217.752
	PS (30 × 40)	36	8.01	100.359

**Tableau.V.15.** Moments résistants dans les poutres

• **Vérification des zones nodales :**

Niveaux	M <sub>n</sub> = M <sub>s</sub>	M <sub>n</sub> + M <sub>s</sub>	Type	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	1.25(M <sub>w</sub> + M <sub>e</sub> )	Observation
SS1/SS2	838.953	1677.906	PP	271.168	345.86	771.28	Vérifiée
			PS	146.327	236.15	478.09	Vérifiée
RDC	838.953	1677.906	PP	271.168	345.86	771.28	Vérifiée
			PS	146.327	236.15	478.09	Vérifiée
Etage 1-2	762.407	1524.814	PP	271.168	345.86	771.28	Vérifiée
			PS	146.327	236.15	478.09	Vérifiée
Etage 3-4	642.31	1248.62	PP	271.168	345.86	771.28	Vérifiée
			PS	146.327	236.15	478.09	Vérifiée
Etage 5-6	569.209	1138.418	PP	271.168	345.86	771.28	Vérifiée
			PS	146.327	236.15	478.09	Vérifiée
Etage 7	240.866	481.732	PP	271.168	345.86	771.28	Non vérifiée
			PS	146.327	236.15	478.09	Vérifiée

**Tableau.V.16.** Vérification des zones nodales

**V.3. Etude des voiles :**

Les voiles sont des éléments destinés à résister aux efforts horizontaux tels que du vent et du séisme et aussi à équilibrer la structure vis-à-vis de la rotation autour de l'axe vertical passant par le centre de torsion travaillant comme des consoles encastées à la base, leurs modes de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton

Les voiles sont calculés dans deux directions horizontales et verticales à la flexion composée en général, sous effort de compression **N** et un moment de flexion **M**. extrait à partir des fichiers résultats numériques de **logiciel Etabs** sous les combinaisons suivantes :

- ✓  $1,35G + 1,5Q$
- ✓  $G + Q$
- ✓  $0,8G \pm E$
- ✓  $G + Q \pm E$

**V.3.1. Les recommandations du RPA99 :****a. Armatures verticales :**

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. 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 :

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : Épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement  $S_t < e$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la largeur du voile. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

**b. Armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles sont disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochètes à  $135^\circ$  de diamètre  $10\phi$ .

**V.4.1. Sollicitation de calcul :**

Les sollicitations sont tirées à l'aide du logiciel ETABS 2016 à partir des combinaisons les plus défavorables :

Niveau	Voiles	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V (KN)
		N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
SS1/SS2 et RDC	Vx1/Vx3	816.24	449.68	-9.29	208.83	456.74	810.9	178.59
	Vx2	836.59	10.66	445.61	20.12	966.71	612.72	259.5
	Vy1/Vy2	2946.73	3929.09	-1302.99	809.29	3929.09	2946.73	845.90
Etages 1-2	Vx1/Vx3	526.53	4.94	-229.01	122.36	247.01	396.61	132.65
	Vx2	775.05	11.82	366.97	26.97	424.85	503.14	193.78
	Vy1/Vy2	1853.44	2688.04	-413.88	491.48	2688.04	1853.44	726.78
Etages 3-4	Vx1/Vx3	416.93	3.65	93.66	189.06	229.78	190.44	133.9
	Vx2	380.87	266.99	259.51	43.75	346.76	332.08	180.95
	Vy1/Vy2	873.66	927.72	-55.65	752.15	1449.29	850.59	621.28
Etages 5-6	Vx1/Vx3	386.17	1812.45	14.76	162.36	358.92	95.76	164.91
	Vx2	327.57	188.37	-5.05	145.33	223.74	46.34	120.76
	Vy1/Vy2	854.76	654.82	-279.92	721.73	953.55	819.06	400.01
Etage 7	Vx1/Vx3	217.80	120.78	26.38	166.04	354.62	113.45	147.39
	Vx2	197.92	154.85	-45.9	214.24	214.24	45.90	108.09
	Vy2	341.4	352.78	-116.54	344.04	514.9	282.08	181.16

**Tableau.V.17.** Sollicitations dans les voiles.

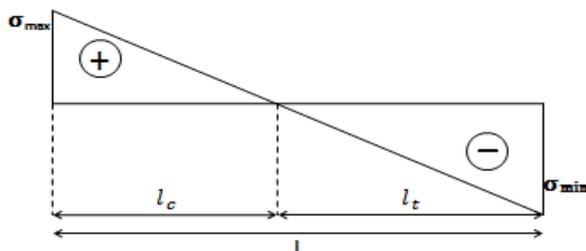
**V.4.2. Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage des voiles se fait selon la combinaison la plus défavorable,

**Armatures minimales dans la zone tendue :**

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% b \times l_t$$

**Longueur de la partie tendue  $l_t$**



**Figure.V.5.** Schéma des contraintes.

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec ;  $y = \frac{l}{2}$  ;  $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.15 \times 1^3}{12}$   $S = e \times l$

**1. Armatures minimales dans la zone comprimée :**

$A_{min}^{courante} = 0.1\% b \times l_c$

**Espacement des barres verticales :**

Avec - st = 10 cm sur une longueur de L/10 du voile

- st = 20 cm en dehors de L/10 du voile

**2. Armatures horizontales :**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$A_h = \frac{\tau_u \times e \times st}{0.8 \times f_e}$

$\tau_u = \frac{1.4V_{max}}{e \times d}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Section	SS1/SS2 et RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5-6	Etage 7
l(m)	1	1	1	1	1
e (cm)	20	15	15	15	15
d (m)	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97
N(KN)	810.9	369.61	190.44	14.76	113.45
M (KN.m)	456.74	247.01	229.78	162.36	354.62
V(KN)	178.59	132.65	133.9	164.95	145.39
$\tau$ (MPa)	2.035	1.47	1.45	1.27	0.97
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$l_t$ (m)	0.4	0.13	0.2	0.21	0.44
$l_c$ (m)	0.2	0.74	0.6	0.58	0.11
$A_v^{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	6.57	0	0	0	0
$A_v^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
N. barre	4HA16	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
$A_v$ adop (cm <sup>2</sup> )	8.04	4.52	4.52	4.52	4.52
st (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{calculée}$	1.9	1.63	1.35	1.19	0.91
$A_h^{min}$	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h$ adop/face (cm <sup>2</sup> )	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
N. barre/face	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
st (cm)	20	20	20	20	20

**Tableau.V.18.** Ferrailage des voiles Vx1-Vx3

Section	SS1/SS2 et RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5-6	Etage 7
l(m)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
e (cm)	20	15	15	15	15
d (m)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N(KN)	612.72	503.14	380.87	46.34	45.90
M (KN.m)	966.71	424.85	266.99	223.74	214.24
V(KN)	259.5	193.78	180.95	120.76	108.09
$\tau$ (MPa)	2.82	2.1	2.02	1.77	1.5
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$l_t$ (m)	0.5	0.6	0	0.17	0.56
$l_c$ (m)	0.6	0.4	1.6	1.25	0.48
$A_v^{calculée}$	18.41	9.95	0.98	0	2.65
$A_v^{min}$	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
N.barre	10HA16	12HA12	5HA12	5HA12	5HA12
$A_v$ adop (cm <sup>2</sup> )	20.11	13.57	5.65	5.65	5.65
$st$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{calculée}$	2.6	1.96	1.89	1.66	1.4
$A_h^{min}$	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h$ adop/face (cm <sup>2</sup> )	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
N. barre/face	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$st$ (cm)	20	20	20	20	20

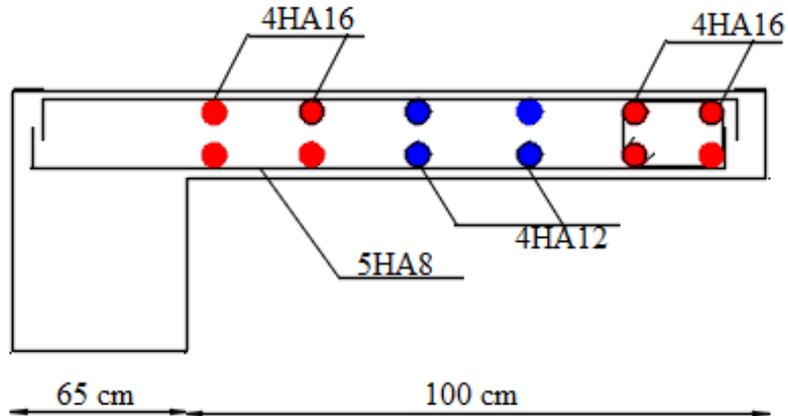
**Tableau.V.19.** Ferrailage de voile Vx2

Section	SS1/SS2 et RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5-6	Etage 7
l(m)	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
e (cm)	20	15	15	15	15
d (m)	2.77	2.77	2.77	2.77	2.77
N(KN)	2946.73	1853.44	850.59	819.06	282.09
M (KN.m)	3929.09	2688.04	1449.29	953.55	514.9
V(KN)	854.9	726.78	621.28	400.01	181.16
$\tau$ (MPa)	2.1	2.2	1.57	0.93	0.61
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
$l_t$ (m)	0	0	0	0	0.5
$l_c$ (m)	2.8	2.8	2.8	2.8	0.8
$A_v^{calculée}$	21	16.57	14.25	13.38	13.01
$A_v^{min}$	6.3	6.3	6.3	6.3	6.3
N.barre	14HA14	7HA16 +7HA12	14HA12	14HA12	14HA12
$A_v$ adop (cm <sup>2</sup> )	21.55	18.85	15.83	15.83	15.83
$st$ (cm)	20	20	20	20	20
$A_h^{calculée}$	1.97	1.98	1.47	0.9	0.57

$A_h^{min}$	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h$ adop/face (cm <sup>2</sup> )	2.25	2.25	2.25	2.25	2.25
N. barre/face	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$st$ (cm)	20	20	20	20	20

**Tableau.V.20.** Ferrailage des voiles Vy1-Vy2

➤ **Schéma de ferrailage**



**Figure.V.6.** Schéma de ferrailage des voiles Vx1 et Vx3 en RDC

**CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Vu la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, il nous est recommandé des fondations superficielles, ancrées à partir de  $D = 1,5$  m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible égale à 1.5 bars selon le rapport de sol.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol
- La charge à transmettre au sol
- La dimension des trames
- La profondeur d'ancrage

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes

Fondation profonde (semelle sous pieux)

**VI. Etude des fondations :****VI.1. Combinaisons de calcul :**

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

- ✓  $1,35G + 1,5Q$
- ✓  $G + Q$
- ✓  $0,8G \pm E$
- ✓  $G + Q \pm E$

**VI.2. Vérification de la semelle isolée :**

En premier lieu, on propose des semelles isolées donc la vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenu partir de notre modèle établi avec logiciel ETABS 2016

$$N_{ser} = 3235.81 \text{ KN}$$

S : surface d'appui de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a}b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a et b : dimensions d'avant poteau.

On remplace  $\textcircled{2}$  dans l'équation  $\textcircled{1}$  on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.65}{0.65} \times \frac{3235.81}{150}} \Rightarrow B \geq 4.6 \text{ m}$$

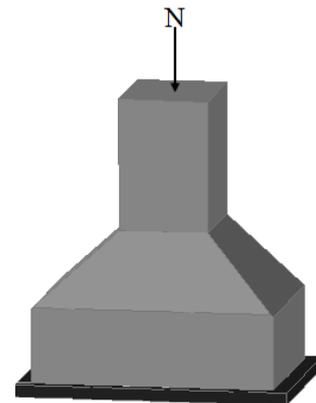


Figure.VI.1.Semelle isolée.

**VI.3. Vérification de la semelle filante :**

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel ETABS 2016, pour déduire les efforts normaux situés sous les files des portiques.

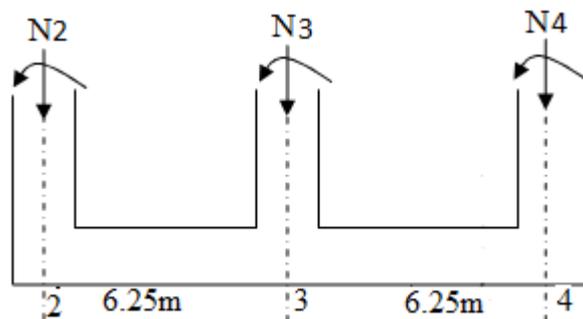


Figure.VI.2.Répartition des efforts dans la semelle filante

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les files de portiques	2	3	4
La somme des efforts	1526.2821	5230.6284	2058.652

Tableau.VI.1. Les efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

D'après les résultats du tableau précédant, on constate que la file numéro 2 est le plus sollicitée.

Données :  $L = 12.5 \text{ m}$  ;  $N_{sup} = 8815.56 \text{ KN}$  ;  $\bar{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars}$

$$N = N_{sup} + N_s$$

$$N_s = [(S_s \times H) + (1 \times a \times b)] \times \delta_b$$

N<sub>s</sub> : Le poids estimé de la semelle

➤ **Calcul de la surface de la semelle :**

La surface totale des semelles se calcule par la formule suivante :

$$S_s = \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}}$$

$$S_s = \frac{8815.56}{150} = 58.77 \text{ m}^2$$

$$N_s = [(58.77 \times 0,4) + (1 \times 0.65 \times 0.65) \times 3] \times 25$$

$$N_s = 619.38 \text{ KN}$$

$$N = 9434.94 \text{ KN}$$

**VI.3.1. Calcul de la largeur B :**

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{SOL} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = 5.03 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles filantes, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 4.7 m, donc le choix des semelles filantes dans notre cas ne convient pas.

**VI.4. Etude d'un Radier :**

Le radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les murs et les piliers de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide).

**VI.4.1. Pré dimensionnement :**

**Condition de coffrage**

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \end{cases}$$

Avec :

h<sub>r</sub> : hauteur de la dalle.

h<sub>t</sub> : hauteur de la nervure.

L<sub>max</sub> : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (L<sub>max</sub> = 5.6 m).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{5.6}{20} = 28 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{5.6}{10} = 56 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{soit : } \begin{cases} h_r = 35 \text{ cm} \\ h_t = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

**Condition de rigidité**

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)} \end{array} \right.$$

Avec :

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

$K$  : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen  $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ ).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{très bon sol} \end{cases}$$

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ .

$b$  : largeur de radier.

$I$  : moment d'inertie de radier.

Soit

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (5.6)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 0.84 \text{ m}$$

D'où :  $h_t = 100 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3,216 \times 10^7 \times (1)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 4.04 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5.6 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} \times 4.04 = 6,35 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**VI.4.2. Calcul de la surface du radier :**

On a:  $N = N_{\text{super.str}} + N_{\text{ner}} + N_{\text{radier}}$

$N_{\text{super.str}} = 46422.3614 \text{ kn}$

$N_{\text{ner}} = \rho \times \sum l_i \times b \times h_t = 25 \times 178.7 \times 0.65 \times 1 = 2903.875 \text{ kn}$

$N_{\text{radier}} = \rho \times S_{\text{bat}} \times h_r = 25 \times 380 \times 0.35 = 3325 \text{ kn}$

$N = 46422.3614 + 2903.875 + 3325 = 52651.24 \text{ KN}$

$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{52651.24}{150} = 351 \text{ m}^2$

On prend :  $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} = 380 \text{ m}^2$

**Les dimensions du radier sont :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 100\text{cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 35\text{cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{la surface du radier } S_{\text{rad}} = 380\text{m}^2 \end{array} \right.$$

**VI.4.3. Vérifications diverses :**

**VI.4.3.1. Vérification des contraintes dans le sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad ^2$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.15\text{MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

Avec :  $N_{\text{ser}} = 52651.24 \text{ KN}$

On a les caractéristiques suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_x = 4947.91 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 17.55 \text{ m} \\ I_y = 29265.07 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 7.475 \text{ m} \end{array} \right.$$

$M_x$  et  $M_y$  : Moments sismiques à la base, et sont donnée à partir de notre modèle établi avec logiciel **ETABS2016** :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 67.28 \text{ MN.m} \\ M_y = 82.89 \text{ MN.m} \end{array} \right.$$

**VI.4.3.2. Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :**

**Sens X-X :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{52.65124}{380} + \frac{67.28}{4947.91} \times 7.475 = 0.22 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{52.65124}{380} - \frac{67.28}{4947.91} \times 7.475 = 0.062 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On trouve :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.22 - 0.062}{4} = 0.149 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**Sens Y-Y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{52.65124}{380} + \frac{82.89}{29265.07} \times 17.55 = 0.18 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{52.65124}{380} - \frac{82.89}{29265.07} \times 17.55 = 0.08 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On obtient donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.18 - 0.08}{4} = 0.11\text{MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**Remarque**

Les contraintes dans le sol sont vérifiées dans les deux sens.

**VI.4.3.3. Vérification au cisaillement :**

Soit :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max}}{2S_{\text{rad}}} = \frac{63867,4635 \times 6,25}{2 \times 380} = 525,22 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{525,22 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,21 \text{ m}$$

On prend :  $d = 25 \text{ cm}$

**VI.4.3.4. Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (Art A.5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_d$  : effort normal.

$h_t$  : hauteur totale de radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65×65) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2(A + B)$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 1 = 1,65\text{m} \\ B = b + h_t = 0,65 + 1 = 1,65\text{m} \end{cases}$$

Soit :  $U_c = 6,6 \text{ m}$  et  $N_d = 4312,24\text{KN}$

$$N_d = 4,312 \text{ MN} < 0,045 \times 6 \times 1 \times \frac{25}{1,5} = 4,95\text{MN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

On remarque, qu'il n'y pas risque de poinçonnement.

**VI.4.3.5. Vérification de la poussée hydrostatique :**

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$$

Avec :

$f_s$  : Coefficient de sécurité ( $f_s = 1,15$ )

$H$  : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ( $H = 5$  m)

$S_{rad}$  : Surface du radier ( $S_{rad} = 380$  m<sup>2</sup>)

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10$  KN/m<sup>3</sup>).

$$\Rightarrow N = 63867.4635 \text{ KN} \geq 1,15 \times 5 \times 380 \times 10 = 21850 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**VI.4.3.6. Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le **RPA99 (Art 10.1.5)**, on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

**Sens X-X**

$$e = \frac{67.28}{63867.4635} = 0.001 < \frac{33.4}{4} = 8.35 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**Sens Y-Y**

$$e = \frac{82.89}{63867.4635} = 0.0013 < \frac{15.5}{4} = 3,87 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Pas de risque de renversement

**VI.5.Ferrailage du radier :**

Le radier se calcul comme un plancher reversé, sollicité à la flexion simple causé par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bonde de 1m

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ Kn/m}^2$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0 \Rightarrow Q_u = \frac{63867.6435}{380} + 1.35 \times 8.75 \Rightarrow Q_u = 178.89 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow Q_s = \frac{52651.24}{380} + 8.75 \Rightarrow Q_s = 147.3 \text{ Kn/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité :  $\begin{cases} L_x = 5.5 \text{ m} \\ L_y = 6.25 \text{ m} \end{cases}$

On a :  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens

$$ELU : \begin{cases} \rho = 0.88 \\ \vartheta = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} \rho = 0.88 \\ \vartheta = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0546 \\ \mu_y = 0.8216 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments :**

$$ELU : \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0476 \times 178.89 \times 5.5^2 = 257.58 \text{ Kn.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.7438 \times 257.58 = 191.59 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0546 \times 147.3 \times 5.5^2 = 243.29 \text{ Kn.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.8216 \times 243.29 = 199.89 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

• **En travée**

$$ELU : \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 0.85 \times 257.58 = 218.94 \text{ Kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 0.85 \times 191.59 = 162.85 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 0.85 \times 243.29 = 206.79 \text{ Kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 0.85 \times 199.89 = 169.9 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

• **En appui**

$$ELU : M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -128.79 \text{ Kn.m}$$

$$ELS : M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -121.6 \text{ Kn.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section de  $(b \times h_r) = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

	Sens	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
travée	X-X	218.94	0.17	0.23	0.27	23.14	2.96	8HA20	12
	Y-Y	162.85	0.09	0.12	0.28	20.11	2.8	10HA16	10
appui		128.79	0.1	0.13	0.28	13.21	3.6	10HA14	10

**Tableau VI.2.** Ferrailage du radier à l'ELU.

➤ **Condition de non fragilité :**

On a :  $e = 35 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$  et  $\rho = 0.47 > 0.4$

**En travée :**

$$\begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 0.008 \times \left(\frac{3-0.88}{2}\right) \times 1 \times 0.35 = 2.96 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 0.008 \times 1 \times 0.35 = 2.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En appui : } A_{min}^x = A_{min}^y = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.6 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{Q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{178.89 \times 5.5}{2} \times \frac{6.25^4}{5.5^4 + 6.25^4} = 309.92 \text{ Kn}$$

$$V_u^y = \frac{Q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{178.89 \times 6.25}{2} \times \frac{5.5^4}{5.5^4 + 6.25^4} = 206.84 \text{ Kn}$$

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u < (0.1f_{c28} ; 4MPa) = 2.5MPa$

$$\tau_u = \frac{309.92 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.88 < 2.5MPa$$

Pas de risque de cisaillement

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

• **Etat limite de déformation**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{c28}}\right)$$

Avec :

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

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

Le calcul et la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Position	Sens	Mser KN.m	A (cm <sup>2</sup> / ml)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> MPA	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation	σ <sub>st</sub> (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Observation
En travée	x-x	206.79	25.13	10.9	153189	7.49	15	vérifiée	200.58	201.63	Vérifiée
	y-y	169.6	16.4	9.6	125553	6.75	15	vérifiée	212.34	201.63	Non vérifiée
En appuis		121.6	13.85	9.2	11583	5.68	15	vérifiée	190.57	201.63	Vérifiée

**Tableau VI.3.** Vérification des contraintes à l'ELS

La contrainte de traction n'est pas vérifiée en travée dans le sens y-y donc on doit augmenter la section de ferrailage

En travée : selon y-y 8HA20 = 25.13 cm<sup>2</sup>/ml (st = 12 cm)

Position	Sens	Mser KN.m	A (cm <sup>2</sup> / ml)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> MPA	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation	σ <sub>st</sub> (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Observation
En travée	y-y	169.6	25.1 3	10.33	141789	5.68	15	vérifiée	182.09	201.63	Vérifiée

**Tableau VI.4.** Vérification des contraintes après augmentation de la section d'armatures à l'ELS

➤ Schéma de ferrailage du radier

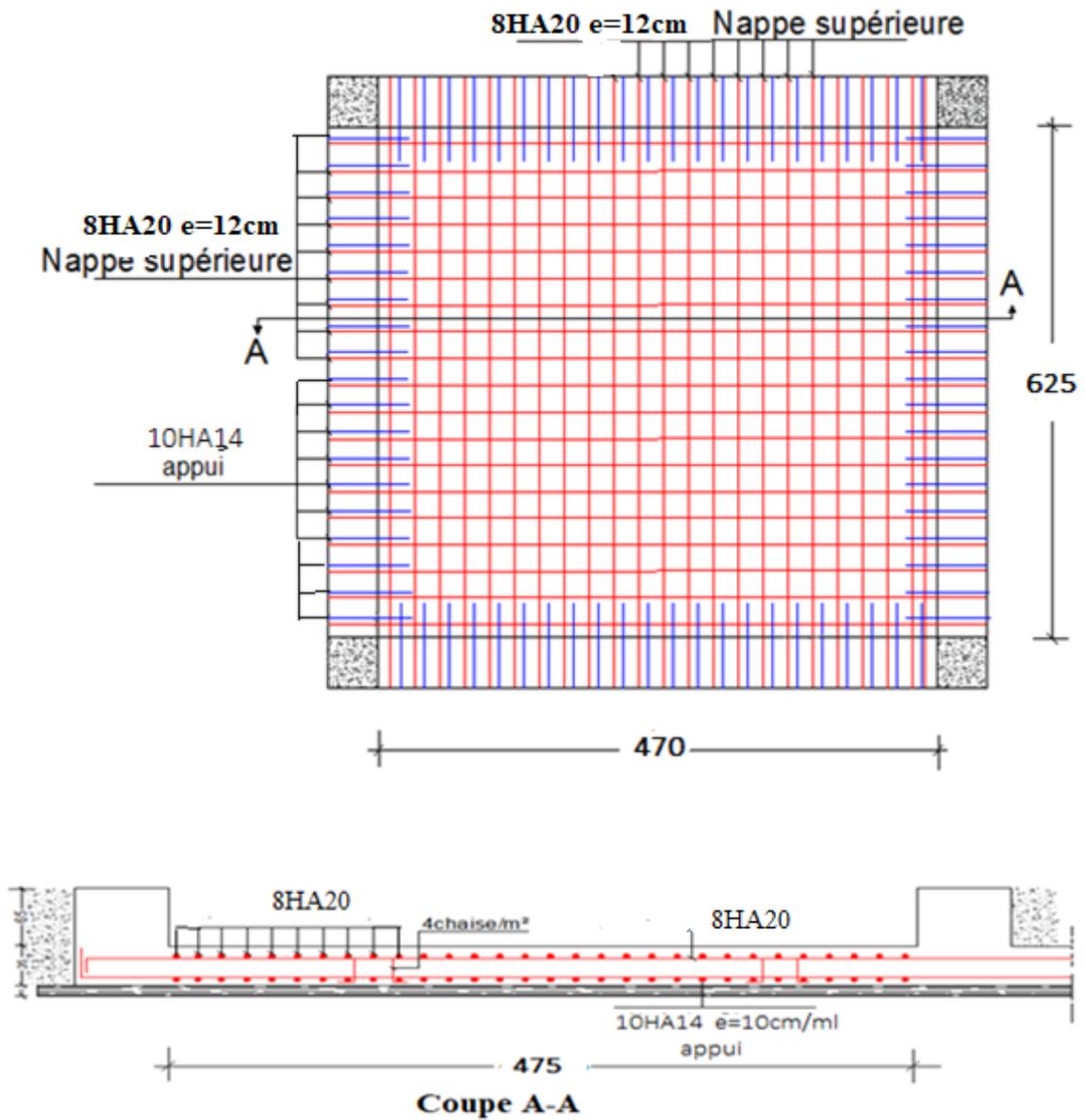


Figure.VI.3. Schéma de ferrailage du radier

**VI.5. Etude des nervures :**

➤ **Méthode de calcul**

• **Charge triangulaire**

Cas de plusieurs charges triangulaire sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

**Remarque :**

Ces expressions sont établies pour des poutres supportant des charges triangulaires dans les deux coté, pour des poutres recevant une charge triangulaire d'un seul coté ses expressions sont à diviser par deux.

• **Charge trapézoïdale**

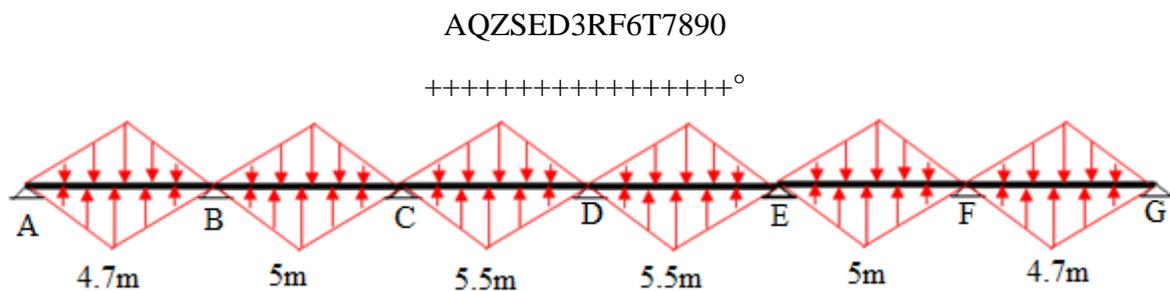
$$q_m = \frac{p}{2} \left[ \left(1 - \frac{p_g}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{p_d}{3}\right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{p}{2} \left[ \left(1 - \frac{p_g}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{p_d}{3}\right) l_{xd} \right]$$

**VI.5.1. Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures

**Sens X-X :**



**Figure.VI.5.**Répartition des charges sur la nervure la plus sollicité selon le sens X-X

**Sens Y-Y**

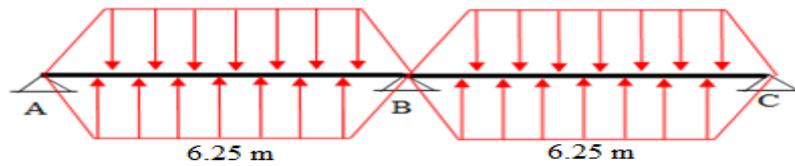


Figure.VI.6.Répartition des charges sur la nervure la plus sollicité selon le sens Y-Y

➤ Calcul de chargement

Détermination de  $P_u$  et  $P_s$

On a :

$$N_u' = N_u - N_{ner} = 63867.6435 - 1.35 \times 2903.875 = 59947.41 \text{ KN}$$

$$N_s' = N_s - N_{ner} = 46422.3614 - 2903.875 = 43518.48 \text{ KN}$$

Donc :

$$P_u = \frac{N_u'}{S_{rad}} = 157.75 \text{ kn/m}^2$$

$$P_s = \frac{N_s'}{S_{rad}} = 114.52 \text{ kn/m}^2$$

Les sollicitations sont regroupées dans les tableaux suivants

✓ A L'ELU

Sens	Travée	L (m)	$q_m$ (Kn)	$M_g$ (Kn.m)	$M_d$ (Kn.m)	$x_0$ (m)	$M_t$ (Kn.m)
X-X	A-B	4.7	362.8	0	-843.4	1.85	624.45
	B-C	5	385.97	-843.4	-852.3	2.5	358.3
	C-D	5.5	424.56	-852.3	-966.6	2.7	696.42
	D-E	5.5	424.56	-966.6	-852.3	2.7	694.34
	E-F	5	385.97	-852.3	-843.4	2.5	358.3
	F-G	4.7	362.8	-843.4	0	2.85	624.4
Y-Y	A-B	6.25	542.28	0	-1517.37	2.29	1301.22
	B-C	6.25	542.28	-1517.37	0	2.29	1301.22

Tableau VI.7. Tableau des sollicitations a L'ELU dans les deux sens

✓ A L'ELS

Sens	Travée	L (m)	$q_m$ (Kn)	$M_g$ (Kn.m)	$M_d$ (Kn.m)	$x_0$ (m)	$M_t$ (Kn.m)
X-X	A-B	4.7	263.38	0	-612.27	1.85	453.33
	B-C	5	280.2	-612.27	-618.94	2.5	260.02
	C-D	5.5	308.22	-618.94	-702.81	2.7	504.96
	D-E	5.5	308.22	-702.81	-618.94	2.7	503.43
	E-F	5	280.2	-618.94	-612.27	2.5	265.58
	F-G	4.7	263.38	-612.27	0	2.85	575.53
Y-Y	A-B	6.25	426.34	0	-1110.46	2.85	1563.31
	B-C	6.25	426.34	-1110.46	0	2.85	1563.31

Tableau VI.8. Tableau des sollicitations a L'ELS dans les deux sens

**VI.5.2. Ferrailage des nervures :**

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

**Détermination de la largeur b selon les deux sens :**

Données :

$$\begin{cases} ht = 1 \text{ m} ; h_0 = 0,35 \text{ m} \\ d = 0,95 \text{ m} \end{cases}$$

On a :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art4. 1. 3)}$$

**Sens X-X :**  $b_0 = 0.65 \text{ m}$

$$\frac{b-0.65}{2} \leq \min\left(\frac{5.6}{2}, \frac{4.05}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-0.65}{2} \leq \min(2,25; 0,35) = 0.405 \text{ m}$$

Donc :  $b \leq 1.46 \text{ m}$  soit  $b = 146 \text{ cm}$

**Sens Y-Y :**  $b_0 = 0.65 \text{ m}$

$$\frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{4.05}{2}, \frac{5.6}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-0,65}{2} \leq \min(2,375 ; 0,3) = 0.56 \text{ m}$$

Donc :  $b \leq 1.77 \text{ m}$  soit  $b = 177 \text{ cm}$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Localisation		$M_u$ (KN.m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	Choix des barres
X-X	Travée	696.42	21.48	16.75	22.39	4HA20 + 2HA25
	Appui	-966.42	31.17	16.75	32.21	4HA25 + 4HA20
Y-Y	Travée	1301.22	40.55	20.3	44.23	5HA32 + 2HA16
	Appui	-1517.37	47.54	20.3	50.03	5HA32 + 2HA25

**Tableau.VI.9.** Calcul de ferrailages des nervures.

**VI.5.4. Vérifications nécessaires :**

**Vérification au cisaillement :**

$$\text{On a: } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{F. N}$

$$\begin{cases} \text{Sens X - X : } \tau_u = \frac{339.26 \times 10^{-3}}{1.46 \times 0,95} = 0.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens Y - Y : } \tau_u = \frac{385.52 \times 10^{-3}}{1.77 \times 0,95} = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

**Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Sens X-X} \Rightarrow \tau_u = \frac{339.26 \times \frac{1.47 - 0.65}{2} \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.95 \times 1.47 \times 0.35} = 0.31 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\text{Sens Y-Y} \Rightarrow \tau_u = \frac{385.52 \times \frac{1.77 - 0.65}{2} \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.95 \times 1.77 \times 0.35} = 0.34 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}$$

Vérification des contraintes à L'ELS

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Obs
x-x	Travée	504.96	22.39	21.1	2363830	4.51 < 15	Vérifié	236.69 > 201.63	N.vérifiée
	Appui	-702.81	32.21	23.41	3142600	5.23 < 15	Vérifié	240.13 > 201.63	N.vérifiée
y-y	Travée	1563.31	44.23	29.46	4358361	10.56 < 15	Vérifié	352.63 > 201.63	N.vérifiée
	Appui	1110.46	50.03	30.99	4830772	7.12 < 15	Vérifié	220.71 > 201.63	N.vérifiée

Tableau.VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS.

Les contraintes de traction ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'acier

Suivant X : En travée : 5HA20 + 5HA20 = 31.42 cm<sup>2</sup>

En appui : 5HA20 + 5HA25 = 40.25 cm<sup>2</sup>

Suivant Y : En travée : 6HA25 + 6HA32 = 67.7 cm<sup>2</sup>

En appui : 6HA25 + 6HA32 = 67.7 cm<sup>2</sup>

Localisation		M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sup>adop</sup> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> ≤ σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Obs
x-x	Travée	504.96	30.91	23.12	3042270	3.83 < 15	Vérifié	178.94 < 201.63	Vérifiée
	Appui	-702.81	40.25	25.13	3745700	4.71 < 15	Vérifié	196.63 < 201.63	Vérifiée
y-y	Travée	1563.31	67.7	34.09	5940944	8.9 < 15	Vérifié	195.67 < 201.63	Vérifiée
	Appui	-1110.4	67.7	34.09	5940944	6.37 < 15	Vérifié	170.07 < 201.63	Vérifiée

Tableau.VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS après augmentation de la section d'acier

VI.5.5. Les armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\min} \right] \text{mm} \leq 16 \text{ cm}, \text{ alors, } \phi_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 60,31 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit : S<sub>t</sub> = 20 cm

VI.5.6. Les armatures de peau :

Remarque

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. Un mètre de l<sub>0</sub>

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc,  $A_p = 0.2\% (b_0 \times h) = 13cm^2$ .

Soit : 8HA16 = 16.08 cm<sup>2</sup> par face.

➤ Schéma de ferrailage

Sens	Travée	Appui
X-X		
Y-Y		

Tableau VI.12. Ferrailage des nervures

VI.6. Étude de voile périphérique :

Selon le RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2) les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm ;

- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- 

**VI.6.1. Caractéristiques du sol :**

- Le poids spécifique  $\gamma_h = 20 \text{ kn/m}^2$
- L'angle de frottement  $\varphi = 23^\circ$
- La cohésion  $c = 0 \text{ bar}$

➤ **Évaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis à :

**a. Poussée des terres :**

Pour plus de sécurité on prend le cas le plus défavorable  $c = 0$ .

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}))$$

$$G = 25.84 \text{ KN/m}^2$$

**b. Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ kn/m}^2 \quad ; \quad Q = q \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow \varphi = 4.38 \text{ Kn/m}^2$$

**VI.6.2 Ferrailage du voile périphérique :**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations. A partir de diagramme des contraintes on a :

$$\begin{cases} \sigma_{max}^{ELU} = 1,35G + 1,5Q = 41.45 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min}^{ELU} = 1,5Q = 6.57 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{max}^{ELU} = G + Q = 30.22 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min}^{ELU} = Q = 4.38 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy}^{ELU} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 32.73 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$qu = \sigma_{moy}^{ELU} \times 1\text{ml} = 32.73 \text{ KN/ml}$$

$$\sigma_{moy}^{ELUS} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 23.76 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$qs = \sigma_{moy}^{ELUS} \times 1\text{ml} = 23.76 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.95 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 6.25 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 1 \text{ ml} \quad ; \quad e = 20 \text{ cm.}$$

**Calcul des moments isostatiques :**

On a :  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.47 > 0.4 \Rightarrow$  Le voile porte dans les deux sens

$$\text{ELU} : \begin{cases} \rho = 0.47 \\ \vartheta = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1008 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} \rho = 0.47 \\ \vartheta = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1038 \\ \mu_y = 0.3402 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments :**

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.1008 \times 32.73 \times 2.95^2 = 28.71 \text{Kn.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.2500 \times 28.71 = 7.18 \text{Kn.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.1038 \times 23.76 \times 2.95^2 = 21.46 \text{Kn.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.3402 \times 21.46 = 7.32 \text{Kn.m} \end{cases}$$

• **En travée**

$$\text{ELU} : \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 0.85 \times 28.71 = 24.4 \text{Kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 0.85 \times 7.18 = 6.1 \text{Kn.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} : \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 0.85 \times 21.46 = 18.24 \text{Kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 0.85 \times 7.32 = 6.22 \text{Kn.m} \end{cases}$$

• **En appui**

$$\text{ELU} : M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -14.35 \text{Kn.m}$$

$$\text{ELS} : M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -10.73 \text{Kn.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section de  $(b \times e) = (1 \times 0.2) \text{m}^2$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

	Sens	Mt (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
travée	X-X	24.4	0.09	0.12	0.14	5.85	2.02	4HA14 = 6.16
	Y-Y	6.1	0.022	0.028	0.15	1.41	1.6	5HA10 = 3.93
appuis		-14.35	0.05	0.07	0.14	3.59	1.81	4HA12 = 4.52

**Tableau VI.13.** Ferrailage des voiles périphérique à l'ELU.

➤ **Condition de non fragilité :**

On a :  $e = 20 \text{cm} > 12 \text{cm}$  et  $\rho = 0.47 > 0.4$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 0.008 \times \left(\frac{3-0.47}{2}\right) \times 1 \times 0.2 = 2.02 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e = 0.008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En appui : } A_{min}^x = A_{min}^y = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2$$

**Espacements :**

$$\text{Sens x-x : } St \leq \min(2e ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens y-y : } St \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 25\text{cm} \rightarrow St = 25\text{cm.}$$

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

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{32.73 \times 2.95}{2} \times \frac{6.25^4}{2.95^4 + 6.25^4} = 45.99 \text{ Kn}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{32.73 \times 6.25}{2} \times \frac{2.95^4}{2.95^4 + 6.25^4} = 4.83 \text{ Kn}$$

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u < (0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{45.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.3 < 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

• **Etat limite déformation**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}}\right)$$

Avec :

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

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

Le calcul et la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Position	Sens	Mser (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ <sub>st</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
En travée	x-x	18.4	6.64	4.56	14016	7.1	15	vérifiée	243.98	201.63	Non vérifiée
	y-y	6.22	3.14	3.3	7645.3	3.2	15	vérifiée	170.29	201.63	Vérifiée
En appuis		-10.73	4.52	3.8	10331	5.1	15	vérifiée	220.32	201.63	Non vérifiée

**Tableau VI.14.** Vérification des contraintes à l'ELS.

Les contraintes de traction ne sont pas vérifiées donc on doit augmenter la section de ferrailage

**En travée :** selon x-x 5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup> (st = 40 cm)

**En appui :** 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>

Position	Sens	Mser (KN.m)	A (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Observation
En travée	x-x	17.71	7.7	4.8	15702	6.31	15	vérifiée	198.64	201.63	Vérifiée
En appuis		-10.42	5.65	4.2	12353	4.41	15	vérifiée	177.91	201.63	Vérifiée

Tableau VI.14. Vérification des contraintes après augmentation de la section d'armatures à l'ELS

➤ Schéma de ferrailage des voiles périphériques

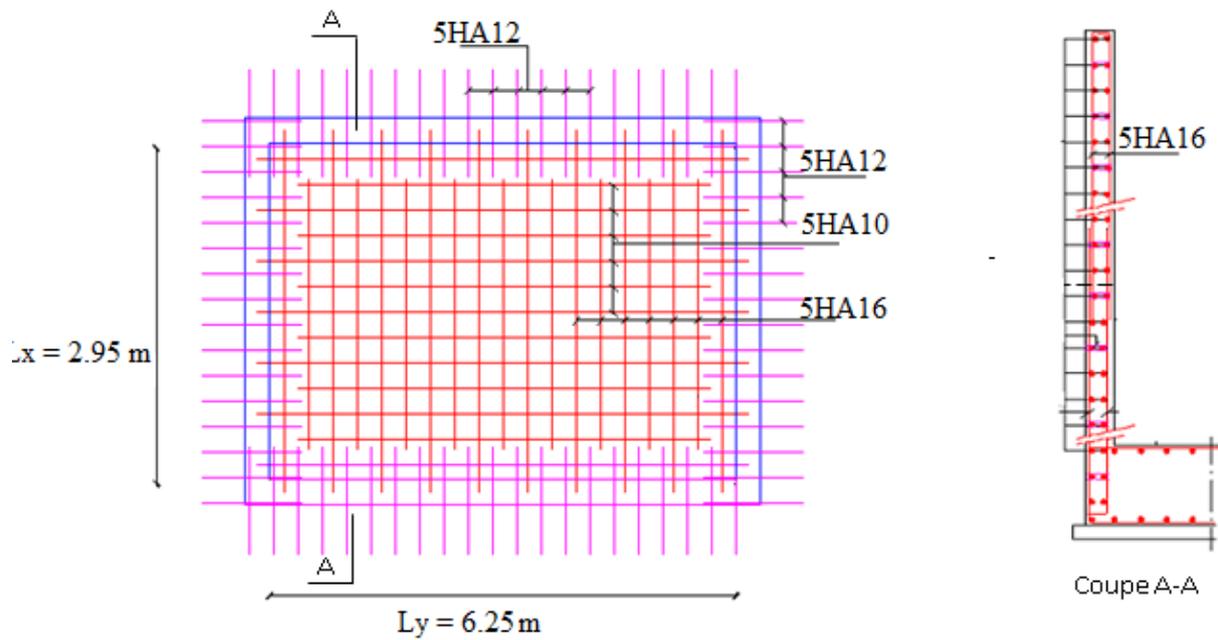


Figure.VI.7. Schéma de ferrailage des voiles périphérique

## Conclusion générale

L'étude d'une structure en génie civil nécessite des connaissances dans les différents domaines des génies de la construction, elle commence par l'exploitation des données géométrique (plan d'architecture), et des données géotechnique du site.

Le dimensionnement d'une structure commence par la définition des objectifs de comportement qui sont concrétisé par les différentes hypothèses de calculs et application des règlements en vigueur.

Le pré dimensionnement des éléments de la structure en utilisant les données disponibles nous permet de donner une idée générale sur les dimensions des éléments et l'évaluation des charges en appliquant les prescriptions des documents techniques réglementaire et des différents règlements qui régissent le bâtiment. L'étude préalable d'un bâtiment ne peut s'effectuer d'une manière complète sans passer par une étude détaillée des différents éléments, dans le chapitre trois le calcul des éléments du bâtiment nous a donné les dimensions et les sections d'armatures correspondante à chaque élément.

L'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un contreventement mixte (voiles-portique) avec justification d'interaction dans les deux sens. L'interaction vertical nous a donné que les voiles reprennent moins de 20% et les portiques reprennent plus de 80% de la charge vertical à chaque niveau et pour l'interaction horizontal les voiles et les portiques travaillent conjointement, les voiles reprennent moins de 75% et les portiques plus de 25% de la charge horizontal dans les deux directions orthogonales.

Dans l'étude des éléments porteurs on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA valorise la sécurité avant l'économie.

Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a un taux de travail de 1.5 bars à une profondeur de 5m. ON a opté pour un radier général qui pouvant assurer la stabilité de notre structure.

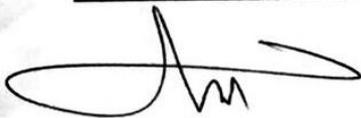
Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, car il est clair sans mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondre suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et /ou de qualité d'exécution dérisoire.



## **DISPOSITION CONSTRUCTIVES POUR LA PERENNITE DES OUVRAGES**

- Tenir compte de toutes les recommandations du RPA99/2003 relatives à la zone « III » de sismicité élevée.
- Le site est localisé dans la catégorie S2 (Sol ferme), D'après les règles parasismiques Algérienne (RPA 1999 version 2003).
- Nous recommandons d'implanter l'ouvrage sur la même formation lithologique.
- Eviter les grands terrassements et procéder à un terrassement en gradin afin d'assurer la stabilité du site et l'ensoleillement et l'aération des habitations.
- Les talus au niveau des terrassements auront une pente de 1V/1H, et commencer les terrassements par la partie haute et construire par la partie basse du projet.
- Terrassement des fouilles par temps sec.
- Le fond de fouille doit être propre et non remanié
- Le bétonnage immédiat après la réalisation des fouilles
- Eviter toute inondation des fondations par les eaux de surface
- Prévoir un soutènement provisoire des talus de déblais lors de la réalisation des sous-sols ou fouilles pour assurer leur stabilité.
- Un système de drainage périphérique pour évacuer les eaux de ruissèlement loin des fondations.
- Prévoir de surélever le niveau RDC pour palier à tout éventuel risque d'inondation.

**Ingénieurs chargé d'études**



**KORICHI Mohamed**

**LE RESPONSABLE DE LABORATOIRE**



**GERANT**  
**SAHLAOUI Smain**

# Annexe 1

## Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $u = 0$		ELS $u = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358

0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe B

**Table de PIGEAUD**

		$u/lx$	$v/ly$										
			<b>0.0</b>	<b>0.1</b>	<b>0.2</b>	<b>0.3</b>	<b>0.4</b>	<b>0.5</b>	<b>0.6</b>	<b>0.7</b>	<b>0.8</b>	<b>0.9</b>	<b>1.0</b>
<b>Valeur de <math>M_1</math></b>	<b>0.0</b>	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	<b>0.1</b>	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	<b>0.2</b>	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	<b>0.3</b>	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	<b>0.4</b>	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	<b>0.5</b>	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	<b>0.6</b>	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	<b>0.7</b>	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	<u>0.065</u>	0.058	0.054	
	<b>0.8</b>	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	<b>0.9</b>	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	<b>1.0</b>	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
<b>Valeur de <math>M_2</math></b>	<b>0.0</b>	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	<b>0.1</b>	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	<b>0.2</b>	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	<b>0.3</b>	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	<b>0.4</b>	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	<b>0.5</b>	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	<b>0.6</b>	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	<b>0.7</b>	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	<u>0.052</u>	0.047	0.043	
	<b>0.8</b>	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	<b>0.9</b>	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	<b>1.0</b>	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

## Annexe C

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

$\Phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33