



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

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

Mémoire de fin de cycle

En Vue de l'Obtention d'un Diplôme de Master en Génie Civil

Option : structures.

Etude d'un bâtiment en Béton armée (R+9+2ENsol)
à usage (habitation + commercial +service)
contreventé par un système mixte (Voiles - Portiques).

Présenté par:

M^{lle} : OUARET SIHAM

M^r : BEN AHMED SOFIANE

Encadré par :

M^r : BANOUNE BRAHIM

Remerciement

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

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

*Nos plus vifs remerciements vont aussi à notre promoteur **Mr Banoun Brahim** de nous avoir guidé, suivi et accordé un grand intérêt à notre travail et pour la patience dont il a fait part à notre égard, pour son aide précieux et pour tout le savoir qu'il nous a transmis.*

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

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

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

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

A toutes ma famille, mes oncles et tantes

A mon chère frère Sofiane et mes sœurs Sardina et Amel et leurs famille

A Sarah et Meriem à tous mes amis, sans oublier Massilva ,Nadira et Iman

A mon binôme (SOFIANE BEN AHMED) et à toute sa famille.



Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

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

A toutes ma familles, mes oncles et tantes

A mes chers frères :Mohend Amekran, Mouloud, Zahir, Abd Alghani, Karim et Boubkeur ainsi que leurs femmes et enfants

A mes chers sœurs Tiziri et Hanan et leurs familles

A tous mes amis, sans oublier Hakim, Séphaxe, Mohand Akli et Ghiles ; Louenes sans oublier Narimen.

A ma binôme (OUARET SIHAM) et à toute sa famille.



Sommaire

Chapitre I Généralité

- I.1 Introduction.....1
- I.2 Présentation de site 1
- I.3 Présentation de l’ouvrage..... 1
 - I.3.1. Caractéristiques géométriques de l’ouvrage..... 1
 - I.3.2. Description structurale..... 1
 - I.3.2.1. Plancher..... 1
- I.4. Choix du type de contreventement 3
- I.5. Bases réglementaires 3
 - I.5.1. Règlements et normes utilisés..... 5
 - I.5.2. Les actions :..... 3
- I.6. Valeurs de calcul des actions..... 4
 - I.6.1. Combinaison du BAEL :..... 4
 - I.6.2. Combinaison du RPA..... 5
- I.7. Les sollicitations :..... 5
- I.8. Conclusion :..... 6

Chapitre II Pré dimensionnement et Etude des éléments secondaires

- II. Introduction : 7
- II.1.1. Évaluation des charges et surcharges 7
 - II.1.1.1. Poteaux : 7
 - II.1.1.1 Pré dimensionnement des poteaux à l’ELU : 10
 - II.1.1.2 Vérification du poteau : 11
- II.2. Pré dimensionnement et l’étude des éléments secondaires.....13
 - II.2.1 Plancher à corps creux :.....13
 - II.2.3 Escalier 36
 - II.2.3.1. Pré dimensionnement des escaliers 36
 - II.2.3.2 Etude de de l’escalier 38
 - II.2.4. Acrotère 47
 - II.2.4.1 Étude de l’acrotère..... 47

II.2.5 Etude de l'ascenseur	51
II.2.5.1 Etude de la poutre de chainage.....	53
II.2.6 Les voiles.....	55

Chapitre III Etude dynamique

III.1. Introduction :.....	56
III.2. Modélisation :	56
III.3. Méthodes utilisables :	56
III.3.1. Méthode Dynamique Modale Spectrale (RPA99/version2003 article 4.3).....	56
III.3.1.1. Principe :.....	56
III.3.1.2. Modélisation :.....	56
III.3.1.3. Calcul de la force sismique V statique :	56
III.3.1.3.1. Coefficient d'accélération de la zone :.....	57
III.3.1.3.4. Facteur de qualité.....	58
III.3.2. Modélisation et résultats :.....	59
III.4. Conclusion :.....	66

Chapitre IV Etude des éléments structuraux

IV.1. Introduction :	68
IV.2. Etude des poutres :.....	68
IV.3. Etude des poteaux.....	72
IV.3.4 Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :.....	78
IV.3.5 Ferrailages des poteaux	79
IV.4. Etude des voiles	80
IV.4.4.1. Exemple de calcul :.....	81
IV.4.5. Schémas de ferrailage.....	83
IV.4.6 Conclusion.....	85

Chapitre V Etude de l'infrastructure

V.1. Introduction :.....	86
V.2. Choix du type de fondation :.....	86
V.3. Etude des fondations	86
V.3.4. Etude des nervures.....	94
V.4. Etude de voile périphérique	99
V.7. Etude d'un mur de soutènement.....	102
V.4.7 Conclusion.....	105

Listes des Tableaux

Chapitre I

Tableau.I.1 Les caractéristiques des matériaux	6
Tableau.I.2 les caractéristiques du sol	6

Chapitre II

Tableau II.1. Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux	7
Tableau II.2. Evaluation des charges pour la terrasse inaccessible ::.....	7
Tableau II.3. Evaluation des charges pour étage courant :	7
Tableau II.4. Evaluation des charges pour le palier	8
Tableau II.5. Evaluation des charges pour le mur extérieur :	8
Tableau II.6. Evaluation des charges pour la volée 1 RDC.....	9
Tableau II.7. Evaluation des charges pour les autres volées :	9
TableauII.8. Poids des poteaux : :.....	9
Tableau II.9. Charges et surcharges reprise par le poteau P1 :	10
Tableau II.10. Résultats de la descente de charge du poteau P1 :	11
Tableau II.11. Les vérifications à la compression:	12
Tableau II.12. Vérification au flambement des poteaux le plus sollicité :	12
Tableau II.13. Résultats des exigences de RPA pour le poteau P1 : :	13
Tableau.II.14. Types de poutrelles à étudier.....	15
Tableau II.15 : Récapitulatifs des sollicitations dans les différents niveaux des poutrelles les plus défavorables :.....	17
Tableau II.16 : Tableau récapitulatif des efforts maximaux ::	17
Tableau.17. La sollicitation max la plus défavorable différents dans les types de poutrelles :	18
Tableau II.18. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage RDC :.....	20
Tableau II.19 : Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS :	22
Tableau II.20 : Vérifications de flèches des différents niveaux :	25
Tableau.II.21 : Les résultats après augmentation des sections :	25
Tableau II.22 Estimation des moments dans le panneau D1 : :	28
Tableau II.23. Ferrailage du panneau D1 :	29
Tableau II.24. Tableau récapitulatif des vérifications a l'ELS :	30

Tableau II.25. Estimation des moments du panneau D2 :	31
Tableau II.26. Ferrailage de panneau D2 :	31
Tableau II.27. Vérification de l'effort tranchant dans le panneau D2 :	31
Tableau II.28. Tableau récapitulatif des vérifications a l'ELS :	31
Tableau.II.29. Tableau récapitulatif des vérifications de la flèche :	32
Tableau II.30. Estimation des moments du panneau D3 :	33
Tableau I.31. Ferrailage du panneau D3 :	33
Tableau II.32. Vérification de l'effort tranchant dans le panneau D3 :	33
Tableau II.33. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS :	33
Tableau II.34. Estimation des moments du panneau D3 ::	34
Tableau II.35. Ferrailage du panneau D3 :	35
Tableau II.36. Vérification de l'effort tranchant dans le panneau D3 :	35
Tableau II.37 Tableau récapitulatif des vérifications a l'ELS :	35
Tableau II.38. Tableau récapitulatif des dimensions de l'escalier :	37
Tableau II.39. Les sollicitations dans l'escalier :	38
Tableau II.40 Les réactions et les moments à l'ELS ::	39
Tableau II.41. Résultat de ferrailage à l'ELU : :	39
Tableau. II.42. Vérification des contraintes à L'ELS.	40
Tableau. II.43. Résultats de la vérification de la flèche.....	40
TableauII.44. Résultat de ferrailage de la console à l'ELU.....	41
Tableau.II.45. Vérification de la contrainte du béton.....	41
Tableau.II.46. Résultat de ferrailage à l'ELU	42
Tableau.II.47. Résultats des Vérifications des contraintes	43
Tableau.II.48. Vérification de la flèche.	43
Tableau.II.49. Récapitulatif des sollicitations	44
Tableau.II.50. Résultat des ferrailages à la flexion simple.....	44
Tableau.II.51. Le ferrailage à la torsion.	45
Tableau.II.52. Vérification des contraintes.....	46
Tableau II.53. Tableau récapitulatif des dimensions de l'acrotère	47
Tableau.II.54. Combinaison d'action de l'acrotère	48
Tableau II.55. Tableau résume les résultats de position de l'axe neutre:	51
Tableau II.56. Tableau du ferrailage de dalle	52
Tableau.II.57. Vérification de l'effort tranchant	52
Tableau II.58. Tableau de vérification des contraintes.....	52
Tableau II.59. Tableau des ferrailages de la dalle.	53
Tableau II.60. Tableau de vérification des contraintes.:	53

Tableau.II.61. Tableau de ferrailage de la poutre de chaînage	54
Tableau II.62. Vérification des contraintes.....	55
Tableau II.63. Tableau récapitulatif des dimensions des voiles	55

Chapitre III

Tableau III.1. Résultats de facteur de qualité :	58
Tableau III.2. Périodes et taux participation massique de la structure :	60
Tableau III.3. Vérification de la résultante sismique :	63
Tableau III.4. Vérification de l'effort réduits	63
Tableau III.5. Résultats de l'interaction sous charge verticales :	64
Tableau III.6. Résultats de l'interaction sous charges horizontales	64
Tableau III.7. Vérification des déplacements :	65
Tableau III.8. Vérification de l'effet P- Δ :	66
Tableau III.9 les sections finales des poteaux.....	67

Chapitre IV

Tableau.IV.1. Sollicitation et ferrailage des poutres :	68
Tableau.IV.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	70
Tableau.IV.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :	70
Tableau.IV.4. Vérification de l'état limite de compression.....	70
Tableau IV.5. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux :	72
Tableau.IV.6. Ferrailage transversal des poteaux :	75
Tableau.IV.7. Vérification au flambement	76
Tableau.IV.8. Vérification des contraintes dans les poteaux.....	76
Tableau.IV.9. Vérification des contraintes de cisaillements.....	77
Tableau.IV.10. Moment résistant dans les poteaux :	78
Tableau.IV.11. Moment résistant dans les poutres.	78
Tableau.IV.12. Vérification des zones nodales (poutres principales)	78
Tableau.IV.13. Vérifications des zones nodales (poutres secondaires).....	79
Tableau IV.14. Sollicitations du voile Vx1 de l'entresol.....	81
Tableau.IV.15. Ferrailage du voile Vx1	83
Tableau.IV.16. Ferrailage de voile Vy2	84

Chapitre V

Tableau.V.1. Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.	87
Tableau.V.2 Tableau du ferrailage de radier.....	91
Tableau.V.3. Vérification des contraintes à l'ELS.....	92
Tableau.V.4 Le résultat de ferrailage son resmée dans le tableau suivant :.....	93
Tableau.V.5 Le tableau ci desous resume la vérification des contraintes à l'ELS du débord :	93
Tableau.V.6 Calcul des armatures à l'ELS.	93
Tableau.V.7 Les chargements sur les travées sens X-X.	95
Tableau.V.8 Les chargements sur les travées sens Y-Y..	95
Tableau.V.9 Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.	96
Tableau.V.10. Sollicitations à l'ELS :	96
Tableau.V.11 Sollicitation sens y-y :	96
Tableau.V.12. Sollicitation à l'ELS :	97
Tableau.V.13 Calcul des ferrailages	97
Tableau.V.14 Vérification des contraintes à l'ELS.....	98
Tableau.V.15 Les armateurs à l'ELS :	98
Tableau.V.16. Le ferrailage de voile périphérique :	101
Tableau.V.17 Vérification des contraintes à l'ELS.	101
Tableau.V.18 Calcule des armatures à l'ELS..	101
Tableau.V.19. Le ferrailage de voile périphérique.....	103
Tableau.V.20 Vérification des contraintes à l'ELS.....	103
Tableau.IV.21 Calcule des armatures à l'ELS.....	104

Listes des Figures

Chapitre II

Figure.II.1. Schéma de poteau 1	10
Figure II.2. Schéma de disposition des poutrelles (Etage courant)	14
Figure II.3. Coupe transversale d'un plancher à corps creux	14
Figure II.4. Ferrailage de la terrasse inaccessible	26
Figure II.5. Ferrailage du RDC + Etage courant + sous-sol niveau bureau.....	26
Figure II.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	27
Figure II.7. Les différentes dalles pleines.....	27
Figure.II.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	30
Figure.II.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	32
Figure.II.10. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	34
Figure.II.11. Schéma de ferrailage de l'ascenseur.....	36
Figure II.12 Schéma statique de l'escalier droit à trois volées.. ..	37
Figure.II.13. Schéma statique de la volée 1 étage courant.....	38
Figure.II.14. Schéma statique de la 1er coupe.....	38
Figure.II.15. Schéma statique de la 2eme coupe.	39
Figure.II.16 : schéma de ferrailage de la 1er volée.	40
Figure.II.17. Schéma statique de la console	41
Figure.II.18 Schéma de ferrailage de la volée intermédiaire.....	42
Figure.II.19. Schéma de ferrailage de la 3eme volée.....	43
Figure.20. La poutre brisée.....	44
Figure.II.21 Schéma statique de la poutre brisée.....	44
Figure.II.22 Schéma de ferrailage de la poutre prisée.....	47
Figure.II.23. Dimension de l'acrotère.....	47
Figure.III.24. Les charges sur l'acrotère.....	48
Figure.II.25. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	51
Figure.II.26. Schéma de l'accessoir	52
Figure.II.27. Illustration de la surface d'impact.	52
Figure.II.28. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	54
Figure.II.29. Schéma statique de la poutre de chaînage.	54

Figure.II.30. Ferrailage de la poutre de chaînage	55
Figure II.31. Illustration d'un voile.....	55

Chapitre III

Figure.III.1 Spectre de réponse.....	59
Figure.III.2 Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS 16	59
Figure III.3. Disposition des voiles :	60
Figure.III.4 1er mode de vibration selon l'axe X-X	61
Figure.III.5. 2éme mode de vibration selon l'axe Y-Y.....	62
Figure.III.6. 3éme mode de vibration (Torsion autour de l'axe Z-Z).....	62

Chapitre IV

Figure.IV.1. Schéma de ferrailage des poutres.	71
Figure.IV.2. Exemple poutre secondaire de l'entre sol 1.....	72
Figure.IV.3. Schéma de ferrailage des poteaux.	80
Figure.IV.4. Zone tendue et courante dans les voiles.	83
Figure.IV.5. Exemple de ferrailage du voile Vx1 :.....	85

Chapitre V

Figure.V.1: Vu en 3D d'une Semelle isolée.	86
Figure.V.2: Les différentes files des semelles filantes.....	87
Figure.V.3: Vu en 3D d'une semelle filante.....	87
Figure.V.4. Le panneau le plus sollicité.....	90
Figure.V.5: schémas de ferrailage du radier	92
Figure.V.6. Schéma de ferrailage de débord.....	93
Figure.V.7: Schéma des lignes de ruptures	94
Figure.V.8: Répartition des charges selon sens x-x	95
Figure.V.9: Répartition des charges selon sens y-y	95
Figure.V.10. Schéma de ferrailage de la nervure :.....	99
Figure.V.11: schémas de Ferrailage du voile périphérique.	102
Figure.V.12. Vue en perspective du mur de soutènement type conte lever.....	102
Figure.V.13. Les sollicitations max dans la voile adoucie.....	103
Figure.V.14: Schémas de Ferrailage du voile périphérique.....	104

Symboles et Notations

E :Module d'élasticité longitudinale, séisme.

G :Charges permanentes.

Q :Action variables quelconque.

S :Action dues à la neige.

W :Action dues au vent.

A_s :Aire d'un acier.

B :Aire d'une section de béton.

E :Module d'élasticité longitudinal.

E_b :Module de déformation longitudinale du béton.

E_i :Module de déformation instantanée.

E_{fl} :Module de déformation sous fluage.

E_s :Module d'élasticité de l'acier.

E_v :Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de « j » jours).

F :Force ou action en général.

I :Moment d'inertie.

L :Longueur ou portée.

M :Moment en général.

M_g :Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q :Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

M_t : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

M_g et **M_d** : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

N : Effort normale du aux charges verticales.

a :Une dimension (en générale longitudinal).

b :Une dimension (largeur d'une section).

b₀ :Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d: Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e: Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f: Flèche.

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv}: la flèche correspondant à v.

Δf_{tadm} : la flèche admissible.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge« j » jours.

f_{tj}: Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge« j » jours.

f_{c28} et **f_{t28}**:Grandeurs précédentes avec j=28j.

g: Densité des charges permanentes.

h: Hauteur totale d'une section.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

i :Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

q: Charge variable.

S_t: Espacement des armatures transversales.

X :Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc}: Contrainte de compression du béton.

Br : Section réduite.

C_T: coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F : Coefficient de sécurité = 1.5.

Ht : Hauteur totale du plancher.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.

I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.

I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.

I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

l' : Longueur fictive.

$L'g$ et $l'd$: Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

n : Nombre de marches sur la volée.

R : Coefficient de comportement global.

T_2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : Poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.



Introduction générale

Introduction Générale

L'ingénierie des structures est un domaine de l'ingénierie et plus particulièrement du génie civil, traitent de la stabilité des constructions (conception et l'analyse des structures).

Une structure est soumise à différentes actions, permanentes ou variable dans le temps, statiques ou dynamiques, de nature mécanique ou thermique, et sa conception vise à satisfaire certains critères vis-à-vis de ces actions :

- **Sécurité** : sa résistance, son équilibre et sa stabilité doivent être assurés.
- **Economie.**
- **Performance** : fonctionnement et confort doivent être garantis pour une durée suffisante.
- **Durabilité** : la dégradation de la structure est le temps doit être limitée et maîtrisée pour satisfaire les deux premiers critères.

Dans ce travail nous avons procédé à l'étude d'un bâtiment en béton armé a usage habitation, comportant deux entresol, et un RDC+9 étage, qui sont en cour de réalisation à Bejaia.

Pour ce faire nous avons suivi les étapes suivantes :

- Le premier chapitre est consacré aux les généralités de la structure et de son milieu d'implantation.
- Le deuxième chapitre au pré-dimensionnement et études des éléments secondaires.
- Le troisième chapitre traite de l'étude dynamique.
- Le quatrième chapitre se focalise sur le calcul des éléments structure.
- Le cinquième chapitre et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure.
- Notre travail se termine par une conclusion générale.

Chapitre I :

Généralités

I.1 Introduction :

La réalisation d'une construction quelconque nécessite une bonne connaissance du sol ainsi que les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, appuyant sur les règlements nécessaires et tenant compte des différents matériaux utilisés. Quand ces facteurs sont réunis, l'ingénieur de génie civil peut débiter son étude.

I.2 Présentation de site :

Le projet concerné par l'étude est situé à LEKBOUR-VILLAGE, TARGA OU ZEMOUR Willaya de Bejaia, le site est situé sur un terrain incliné.

D'après le document technique réglementaire **DTR BC 2-48** des règles parasismiques algériennes **RPA99 révisé en 2003** la région de Bejaia est classée en zone **IIa** de sismicité moyenne

I.3 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en R+9 +2 Entresols repartis comme suivant :

- Commerce ou Entresol 1
- Service ou Entresol 2
- Des logements à partir du rez-de-chaussée jusqu'au 9^{ème} étages

I.3.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**I.3.1.1 Dimensions en plan :**

Notre bâtiment est sous forme complexe et ses dimensions en plan sont comme suit :

- ❖ Largeur totale du bâtiment : 19.46 m
- ❖ Longueur totale du bâtiment : 20,80m

I.3.1.2 Dimensions en élévation :

- ❖ Hauteur totale du bâtiment : 35.16 m
- ❖ Hauteur de l'Entresol 0 : 3.37 m
- ❖ Hauteur de l'Entresol 1 : 2.89m
- ❖ Hauteur du RDC : 2.89 m
- ❖ Hauteur de l'étage courant : 2.89 m

I.3.2. Description structurale :**I.3.2.1. Plancher :**

Un plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents niveaux, sont rôles :

- ✓ Rôle de résistance : supporter les charges appliquées ;
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique ;
- ✓ Rôle de transmission des charges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé, les plus courants sont :

- ✓ Planchers à cops creux.
- ✓ Planchers en dalle pleine.

I.3.2.2 Les escaliers :

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Voici quelque type d'escalier :

- 1^{er} type : escaliers à deux volées.
- 2^{ème} type : escalier balancés.
- 3^{ème} type : Escalier hélicoïdale à noyau central.

I.3.2.3 Les maçonneries :

Il existe deux types de maçonneries :

- ✓ Mur de séparation intérieure (simple paroi) : Cloison de séparation de 10 cm.
- ✓ Mur extérieur (double paroi) : Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois (celle de l'intérieur de 10cm et celle de l'extérieur de 15cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).

I.3.2.4 L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, entourant la terrasse, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

I.3.2.5 Les balcons :

Ce sont des éléments réalisés en dalle pleine ou le corps creux.

I.3.2.6 Les portiques :

Ce sont des structures composées de poteaux et de poutres rigidement liés.

I.3.2.7 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résister aux chargements sismiques. Les voiles peuvent être simples ou composé.

I.3.2.8 L'infrastructure :

C'est un élément qui permet de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ La résistance du sol ;
- ✓ L'importance de la charge (du bâtiment) ;
- ✓ Les dimensions des trames.

Il existe de grandes familles de la fondation :

- ✓ Les fondations superficielles.
- ✓ Les fondations profondes.
- ✓ Radier générale

I.4 Choix du type de contreventement :

L'ossature : Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (**IIa**) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, alors on a choisi un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction
(Article 3-4-A-1-a RPA99 révisé en 2003)

I.5 Bases réglementaires :

I.5.1 Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ Béton aux états limites **BAEL 91/Version99** ;
- ✓ **DTR BC 2.48** : Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/Version 2003** ;
- ✓ **DTR BC 2.41** : Règle de conception et de Calcul des Structures en béton armé **CBA93** ;
- ✓ **DTR B.C.2.2** : Charge permanentes et charge d'exploitation ;
- ✓ **DTR BC 2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles ;

I.5.2 Les actions :

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure.

Valeurs caractéristiques des actions :

Les états limites distinguent principalement 3 types d'actions caractéristiques : les actions permanentes, les actions variables et Les actions accidentelles.

I.5.2.1 Les actions permanentes :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **G**.

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

I.5.2.2 Les actions variables :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **Q**.

- Charges d'exploitation classées par durée d'application (provisoire, longue durée) ;
- Charges climatiques (neige et vent) ;
- Effets thermiques (retrait) ;
- Charges appliquées en cours d'exécution.

I.5.2.3 Les actions accidentelles :

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

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

I.6 Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions.

On combine ensuite ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

I.6.1 Combinaison du BAEL :

I.6.1.1 Combinaison d'actions à l'ELS :

La combinaison d'action courante à l'ELS est la suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

G_{\max} : ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_i

I.6.1.2 Combinaison d'actions à l'ELU :

La combinaison d'action courante à l'ELU est la suivante :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour l'effet de la température, et pour les bâtiments agricoles à faible occupation humaine.} \end{cases}$$

G_{\max} : ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_{0i} .

$\Psi_{0i} \leq 1$, en général $\Psi_{0i} = 0.77$ sauf pour les salles d'archives et les parcs de stationnement où $\Psi_{0i} = 0.9$.

I.6.1.3 Combinaison accidentelles :

La combinaison de base est :

Les coefficients $\Psi_{1,1}$ et Ψ_{2i} sont fixés par les textes réglementaires.

I.6.2 Combinaison du RPA :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limite.

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison $G + Q + E$ est remplacée par la combinaison suivants :

- $G + Q + 1.2E$

G : charges permanents.

Q : charges d'exploitation non pondérée.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

I.7 Les sollicitations :

Lorsqu'un solide est soumis à l'action de forces, il se déforme. Cette déformation reste très faible tant que les forces n'atteignent pas une certaine intensité. Si on supprime les forces, la déformation disparaît. Si les forces continuent à croître, la déformation augmente considérablement et subsiste lorsqu'on supprime les forces. Si les efforts croissent encore, la déformation permanente s'aggrave et la rupture survient. En conclusion, les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et de torsion) développés dans une combinaison d'action.

On distingue deux types de sollicitation :

❖ Sollicitations simples :

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

❖ Sollicitations composées :

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

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

I.8 Conclusions :

Les Caractéristiques du sol et des matériaux utilisés pour la réalisation de notre projet sont résumées sur le tableau suivant :

Tableau 1: Caractéristiques des matériaux utilisés :

béton		acier	
La résistance à la compression	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	Limite élastique	$f_e = 400 \text{ MPa}$
La résistance à la traction	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	Module d'élasticité	$E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
Situation durable	$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$	Situation courante	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
Situation accidentelle	$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$	Situation accidentelle	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
Contrainte limite à l'ELS	$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$	Contrainte à l'ELS FPN	$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$
$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$			
$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$			

Tableau 2: Caractéristiques du sol :

Ancrage D (m)	2.5
Poids volumique du sol $\gamma(\text{KN}/\text{m}^3)$	20
Angle de frottement φ°	35
Cohésion C (bars)	0.14
Contrainte admissible $Q_{adm}(\text{bars})$	2

Chapitre II :

*Pré dimensionnement
et étude
des éléments*

II. Introduction :

Le but de ce chapitre est de déterminer et d'étudier les différents éléments de notre bâtiment, qui ne contribuent pas et qui contribuent au système de contreventements. On utilise les différents règlements suivant :

- **BAEL91**
- **CBA 93**
- **RPAv2003**

II.1.1. Évaluation des charges et surcharges :

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

Poutre principale :

$$L_{max} = 5,15 - 0,3 = 4,85m$$

$$\frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10} \rightarrow 32,33 \leq h \leq 48,5 \text{ soit:}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

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

Poutre secondaire :

$$L_{max} = 4,85 - 0,3 = 4,55m$$

$$\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \rightarrow 30,35 \leq h \leq 45,5 \text{ Soit:}$$

$$h = 35cm$$

$$b = 30cm$$

II.1.1.1. Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé. Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon les règlements suivants:

- **BAEL91(Art.B.8.4.1)** : en appliquant le critère de résistance et le critère de stabilité de forme (flambement).
- Les conditions de **RPA99v2003(Art.7.4.1)**.
- On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suite :

Tableau II.1. Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux :

Etage	ES (1+2)	(1+RDC) ^{eme}	(2+3) ^{eme}	(4+5) ^{eme}	(7+6) ^{eme}	8 ^{eme}	9 ^{eme}
poteaux	45*45	40*45	40*40	40*35	35*35	35*30	30*30

- **Remarque :**

On utilisera un calcul basé sur la descente de charges tout en effectuant la loi de dégression des charges d'exploitation, pour aboutir au pré dimensionnement final.

- **Les tableaux ci-dessous, désignent les charges et surcharges des éléments suivants :**

- **Terrasse inaccessible :**

Tableau II.2. Evaluation des charges pour la terrasse inaccessible :

Couches	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur e (m)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillons	20	0,05	1
Etanchéité multiple	6	0,02	0,12

Forme de pente	22	0,1	2,2
Corps creux	/	0,16+0,05	2,99
Isolation thermique en liège	4	0,04	0,16
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente total	G=6,67		
Charge d'exploitation	Q=1		

➤ Etage courant :

Tableau II.3. Evaluation des charges pour étage courant :

couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de pose	18	0,02	0,36
Corps creux	/	0,16+0,05	2,99
Delle pleine	0,15	3,5	3,75
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Cloison	10	0,1	1
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge G total cc	G=5,62		
Charge G delle pleine	G=6,13		
Charge	$Q_{habitation} = 1,5$		
D'exploitation	$Q_{commerce} = 5$		
	$Q_{bureau} = 2,5$		

➤ Escalier :

- Palier :

Tableau II.4. Evaluation des charges pour le palier :

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ²)	Épaisseur e(m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente	G=5,18		
Charge d'exploitation	Q=2,5		

- Tableau II.5. Evaluation des charges pour le mur extérieur :

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)	Illustration 3D
1	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27	

2	Brique creuse	1.3	15	1.3	
3	Brique creuse	0.9	10	0.9	
4	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27	
Charge permanent G				2.74	

Volée 1 de RDC:

Tableau II.6. Evaluation des charges pour la volée 1 RDC

désignations des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur e(m)	Poids (KN/m ²)
Dalle plane	25	0.15/cos44.9	5.29
Carrelage horizontal	20	0,02	0,4
Carrelage vertical	20	0,02h/g	0,23
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Mortier de pose vertical	20	0,02h/g	0,23
Enduit de ciment	18	0,02/cos(31,79)	0,423
Poids des marches	22	h/2	1,87
Garde de corps	/	/	0,6
Charge permanente	G=9.45		
Charge d'exploitation	Q=2,5		

✓ Pour les autres volées le tableau suivant résume les charges permanentes :

Tableau II.7. Evaluation des charges pour les autres volées :

Niveaux	RDC			Etage courant			SS 1
volée	1	2	3	1	2	3	1
Charge G	9.45	10,77	12.09	9.94	10,77	9.823	9,66

✓ Poids des poteaux supposés :

Tableau II.8. Poids des poteaux :

Poteaux (cm ²)	(30*30)	(30*35)	(35*35)	(35*40)	(40*40)	(40*45)	(45*45)	(45*45)
Poids (KN)	6,5	7.58	8.85	10.115	11.56	13.005	14,63	17,06

- La descente de charge

La descente de charge consiste à évaluer les différents poids et charges revenant aux poteaux, ces charges seront acheminées jusqu'aux fondations et sont calculées selon les plans architecturaux et les différentes données de la structure.

Dans le cas présent, la descente de charge sert principalement à définir les efforts s'exerçant sur le poteau le plus sollicité, suivant les prescriptions du **CBA93** et du **RPA99**.

- La loi de Dégression des charges d'exploitation :

Pour tenir compte de la non-simultanéité du chargement à la valeur maximale réglementaire de tous les niveaux d'un bâtiment en exploitation, le maître d'ouvrage peut autoriser une dégression des charges variables suivant une loi prédéfinie par le **DTR BC 2.2**.

Cette loi s'applique aux bâtiments a grand nombre de niveaux ou les occupations de ces derniers peuvent être considéré comme indépendantes, comme c'est le cas ici ;

Pour une charge d'exploitation Q_0 sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, Q_n Sont les charges d'exploitation respectives les planchers des étages 1, 2.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment. Il est appliqué alors les charges d'exploitation suivantes :

- Terrasse inaccessible : Q_0
- Sous le dernier étage : Q_0, Q_1
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + \left(3 + \frac{n}{2n}\right) * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

II.1.1.1 Pré dimensionnement des poteaux à l'ELU :

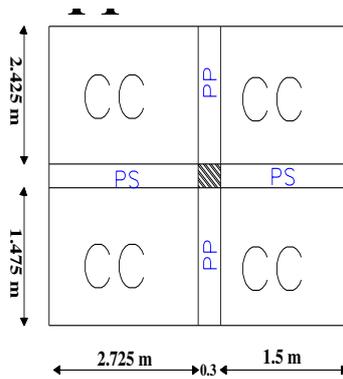


Figure.II.1. Schéma de poteau 1.

▪ **Poteau P1 :**

- Surface afférente

$$S = 2,425(1,725 + 1,5) + 1,475(1,725 + 1,5) = 12,58 \text{ m}^2$$

- Poids des poutres :

$$\begin{cases} L_{pp} = 3,9 \text{ m} \\ L_{ps} = 3,225 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} G_{pp} = 10,24 \text{ kN} \\ G_{ps} = 8,465 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow g_{\text{poutre}} = 18,705 \text{ kN}$$

Charge et surcharges reprise par le poteau P1 :

Tableau II.9. Charges et surcharges reprise par le poteau P1 :

Charge et surcharges	$G_{\text{corps creux}}(\text{KN})$	$Q_{\text{corps creux}}$
Terrasse inaccessible	82,147	12,58
Etage courant	68,938	31,45

Tableau II.10. Résultats de la descente de charge du poteau P1 :

Vue en élévation	Nu	Nu*
------------------	----	-----

	162.9744	187.421
	319.01	366.86
	473.928	545.018
	625.653	719.50
	776.082	892.494
	924.755	1063.468
	1072.0104	1232.812
	1219.209	1402.09
	1368.585	1573.87
	1517.509	1745.136
	1681.345	1933.546
	1877.672	2159.323
	Somme	1877.672

$$N_u = 1,35G_{total} + 1,5Q_{total} = 1877,672KN$$

▪ **Poteau 2 :**

En suivant les mêmes étapes on a obtenu le N_u du poteau P2

$$N_u = 1,35G_{totale} + 1,5Q_{totale} = 1828.78 KN$$

❖ **Remarque :**

D'après les deux résultats on remarque que le poteau P1 est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernant ce dernier seulement.

II.1.1.2 Vérification du poteau :

Selon le **BAEL (Art.B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 15% pour tenir compte de la continuité des portiques :

$$N_u^* = N_u * 1,15 = 1877.672 * 1,15 = 2159.323 KN$$

Les poteaux sont pré dimensionnés par trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les exigences de **RPA**.

1- Critère de résistance :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N^*}{B} \leq \sigma_{bc} \text{ Tel que : } \sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c25}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

- Exemple de calcul :

Vérification du poteau à la base (sous-sol) avec B= (45*45) m²

$$\sigma_{bc} = \frac{N^*}{B} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2159,323}{0,45*0,45} = 10,66 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

Tableau II.11. Les vérifications à la compression

Niveau	N _u *	Section	condition	σ _{bc cal} ≤ σ _{bc}	Observation
EN (1+0)	2159.323	45*45	10,66	14,2	Vérifier
RDC+1 ^{er}	1745,13	45*40	9,69	14,2	Vérifier
2 ^{eme} + 3 ^{eme}	1402,09	40*40	8,76	14,2	Vérifier
4 ^{eme} + 5 ^{eme}	1063,4678	40*35	7,59	14,2	Vérifier
6 ^{eme} + 7 ^{eme}	719,501	35*35	5,87	14,2	Vérifier
8 ^{eme}	366,861	35*30	3,49	14,2	Vérifier
9 ^{eme}	187,42	30*30	2,08	14,2	Vérifier

2. Critère de stabilité de forme :

D’après le **CBA 93**, on doit effectuer la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA93 (Art.B.8.4.1)}$$

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

$$\text{Tel que: } \lambda = \frac{l_f}{i} \quad i = \sqrt{\frac{I}{b * h}}$$

- Exemple de calcul:

Vérification du Poteau de sous-sol (le plus élancé):

$$l_f = 0,7 * 3,37 = 2,359 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = 18,159 \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{(1+0,2 * \left(\frac{18,159^2}{35}\right))} = 0,806$$

D’après l’expression du **BAEL91** :

$$A_s \in (0,8\%B_r; 1,2\%B_r) \text{ On rend } A_s = 1\%B_r \quad \text{(Art8.4.1 BAEL91)}$$

On doit vérifier que: B_r ≥ B_{calculée}

$$B_{calculée} \geq \frac{2159.323 * 10^{-3}}{0,806 \left(\frac{25}{0,9 * 1,5} + \frac{400}{100 * 1,15} \right)} \rightarrow B_{calculée} \geq 0,121$$

$$B_r = (0,45 - 0,2) * (0,45 - 0,2) \rightarrow B_r = 0,1849 \text{ m}^2$$

Donc le Poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.12. Vérification au flambement des poteaux le plus sollicité :

Niveau	N _u * (KN)	i(m)	λ	α	Condition B _r ≥ B _{cal}		Observation
					B _r (m ²)	B _{calcu} (m ²)	
EN	2159.323	0,129	18,159	0,806	0,1849	0,122	Vérifier
RDC + 1 ^{er}	1745,13	0,129	16,307	0,815	0,1634	0,100	Vérifier
2 ^{eme} + 3 ^{eme}	1402,09	0,115	16,307	0,815	0,1444	0,0782	Vérifier

4 ^{eme} + 5 ^{eme}	1063,4678	0,115	18,636	0,804	0,1254	0,060	Vérifier
6 ^{eme} + 7 ^{eme}	719,501	0,101	18,636	0,804	0,1089	0,0406	Vérifier
8 ^{eme}	366,861	0,101	21,743	0,789	0,0924	0,0211	Vérifier
9 ^{eme}	187,42	0,087	21,743	0,789	0,0784	0,0110	vérifier

❖ **Remarque:**

La condition $B_r \geq B_{cal}$ est vérifiée pour tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

3. vérification des exigences de RPA :

Tableau II.13. Résultats des exigences de RPA pour le poteau P1 :

poteau	45*45	45*40	40*40	40*35	35*35	35*30	30*30	observé
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$	45	40	40	35	35	30	30	Vérifier
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	16,85	14,45	13,45	13,45	13,45	13,45	13,45	Vérifier
$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$	1	0,88	1	0,875	1	0,875	1	vérifier

II.2. Pré dimensionnement et l'étude des éléments secondaires :

Les éléments secondaires : sont des éléments ne faisant pas partie de système de contreventements (plancher, poutrelles, balcon, escalier).

II.2.1 Plancher à corps creux :

Est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, sans aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : élément résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treille soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par la déformation selon le **CBA 93**:

$$h \geq \frac{l_{max}}{22.5} \quad \text{CBA93 (Art.B.6.8.4.2.4)}$$

- ht : Hauteur de plancher.
- l_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivant :

- Le critère de la plus petite portée.
- Le critère de continuité.

Pour notre projet la disposition est effectuée selon le premier critère

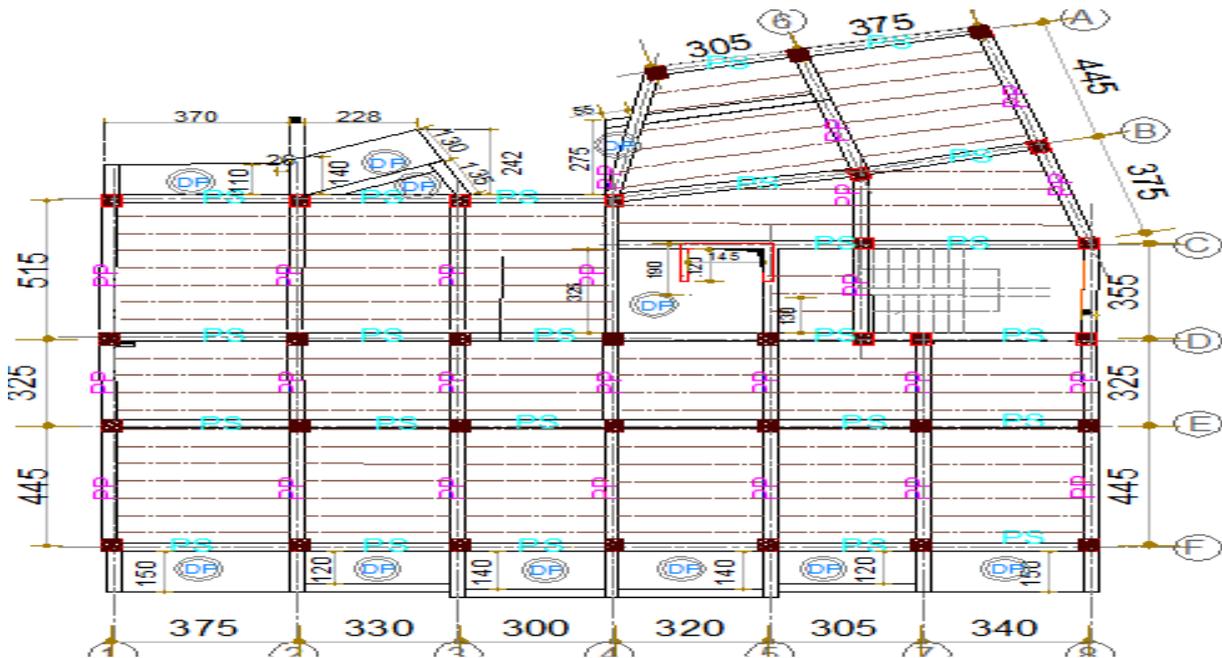


Figure II.2. Schéma de disposition des poutrelles (Etage courant)

D'après la disposition des poutrelles choisie : $L_{max} = 465\text{cm} \rightarrow h_t \geq 20,66\text{cm}$

Alors, on opte pour un plancher (16+5) :

$$\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16\text{cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 5\text{cm} \\ h_{\text{total}} = 21\text{cm} \end{cases}$$

II.2.1.1 Les poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments en béton armé, qui assurent la transmission des charges aux poutres. Elles sont caractérisées par leur faible section et se calcule comme des sections en T.

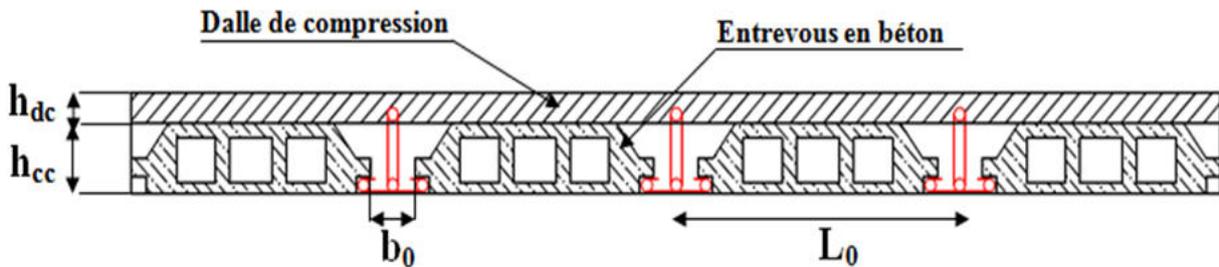


Figure II.3. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Les caractéristiques de la section en T sont les suivantes :

- h_{dc} : Hauteur de la dalle de compression
- h_{cc} : Hauteur du corps creux
- b_o : Largeur de la nervure
- L_o : Distance entre axe des poutrelles

Avec :

- $h = 21\text{cm}$
- $h_o = 5\text{cm}$
- $b_o = (0 \text{ a } 0,8)h \rightarrow b_o = (8 \text{ a } 16\text{cm})$ soit $b_o = 10\text{cm}$
- $\frac{b-b_o}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$

CBA93(ART.A.4.1.3)

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles successives : $L_x=65-10=55\text{cm}$

L_y : Distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles $L_y=3-0,3=2,7\text{m}$

Soit : $b=64\text{cm}$

❖ Etude des poutrelles :

La disposition des poutrelles choisie donne naissance à différents types de poutrelles recensés dans le tableau suivant :

Tableau.II.14. Types de poutrelles à étudier

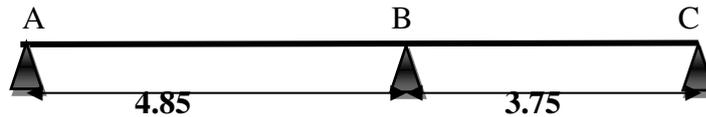
Type		Schéma statique
Etages Courant + terrasse	T ₁	
	T ₂	
	T ₃	
	T ₄	
	T ₅	
RDC	T ₁	
	T ₂	
	T ₃	
	T ₄	
Niveau Service Entresol 1	T ₁	
	T ₂	
	T ₃	
	T ₄	

• Les méthodes de calcul :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

- Exemple de calcul d'une poutrelle terrasse (T4) : G = 6.67 KN/m
Q = 1 KN/m



Les conditions de la méthode forfaitaire

- 1) $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow Q = 1.5 \min(13.34 ; 5) \dots\dots\dots$ Vérifiée
- 2) $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.85}{3.75} = 1.29 \notin [0.8 \div 1.25] \dots\dots\dots$ Pas vérifiée
- 3) I= est constant sur toute la poutrelle..... Vérifiée
- 4) Fissuration peut nuisible. Vérifiée

⇒ La deuxième condition n'ai pas vérifier donc la **M.F** n'est pas applicable.

→ On applique la méthode de Caquot minorée.

$$G' = \frac{2}{3} G = 4.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = 6.72 \text{ KN/m} \\ q_s = 4.91 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \begin{cases} q'_u = 4.796 \text{ KN/m} \\ q'_s = 3.48 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Le moment aux appuis de rive :

$$M_A = M_C = -0.15 (M_0^{AB}; M_0^{BC}) ; \begin{cases} M_{0,U}^{AB} = 19.76 \text{ KN.m} \\ M_{0,S}^{AB} = 14.44 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_A^U = M_C^U = -2.96 \text{ KN.m} \\ M_A^S = M_C^S = -2.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moment au B :

$$\begin{cases} q_g = q_d = q'_u = 4.796 \text{ KN/m} \\ l'_g = 4.85 \text{ m} \\ l'_d = 3.75 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_B^U = -\frac{4.796 \times 4.85^3 + 4.796 \times 3.75^3}{8.5(4.85 + 3.75)} = -2.282q'_u = -10.94 \text{ KN.m} \\ M_B^S = -\frac{3.48 \times 4.85^3 + 3.48 \times 3.75^3}{8.5(4.85 + 3.75)} = -2.282q'_s = -7.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en travée AB :

$$x_0 = \frac{4.85}{2} - \frac{10.94}{6.72 \times 4.85} = 2.089 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 6.72 \frac{2.089}{2} (4.85 - 2.089) - 10.94 \left(\frac{2.089}{4.85} \right) = 2.88q_u - 0.98q'_u = 14.668 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 4.91 \frac{2.089}{2} (4.85 - 2.089) - 7.94 \left(\frac{2.089}{4.85} \right) = 2.88q_s - 0.98q'_s = 10.739 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} - \frac{M_A \times M_B}{L_{AB}} = \frac{6.72 \times 4.85}{2} - \frac{10.958}{4.85} = 14.04 \text{ KN}$$

➤ Evaluation des efforts tranchants la travée AB:

$$V_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} - \frac{M_A \times M_B}{L_{AB}} = \frac{6.72 \times 4.85}{2} - \frac{10.958}{4.85} = 14.04 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} - \frac{M_A \times M_B}{L_{AB}} = -\frac{6.72 \times 4.85}{2} - \frac{10.958}{4.85} = 18.56 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} V_A = 14.044 \text{ KN} \\ V_B = -18.56 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Moment entravé BC :

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 6.974 \text{ KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 5.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$v_c = -9.683 \text{ KN}$$

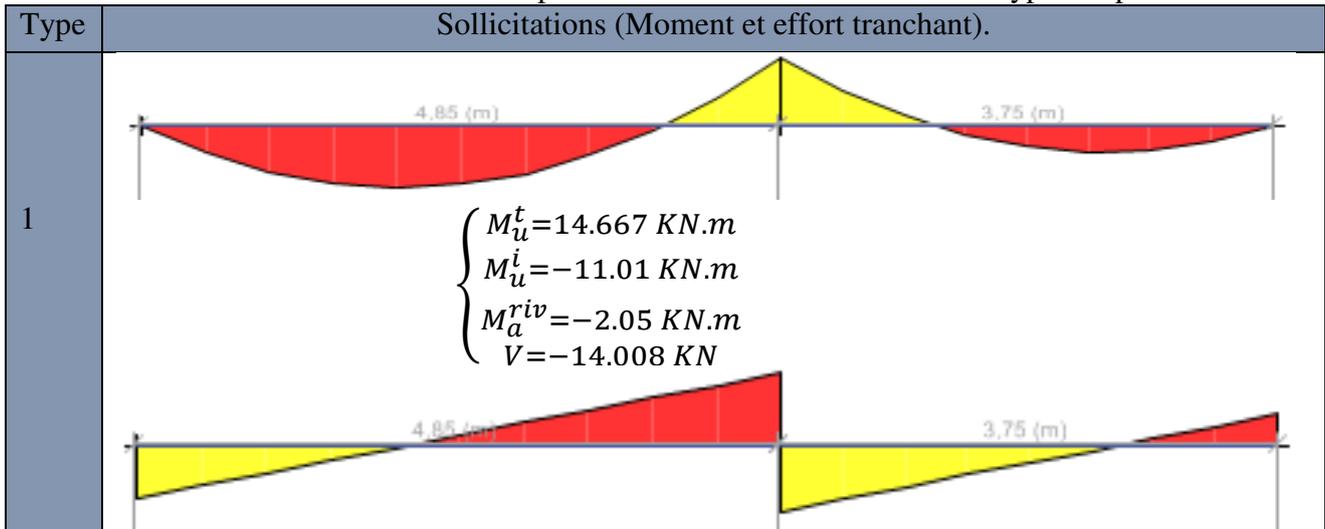
Tableau II.15 : Récapitulatifs des sollicitations dans les différents niveaux des poutrelles les plus défavorables :

Etage	Travée	Moment en travée (KN.m)				Appuis	Moment aux appuis (KN.m)	Effort tranchant max (KN)	
		M ₀ ^u	M ₀ ^s	M _t ^u	M _t ^s				M _u
Terrasse Type T4	AB	19.35	14.43	14.668	10.731	A	-2.96	-2.16	14.044
						B	-10.9	-7.955	-18.563
	BC	11.81	8.629	5.11		C	-2.16	-2.16	-9.683
Etage courant type T4	AB	18.52	13.40	13.56	9.841	A	-2.06	-1.48	13.067
						B	-10.67	-7.663	-17.468
	BC	11.07	8.01	6.374	4.637	C	-2.06	-1.48	-8.959
RDC Type T4	AB	11.07	8.01	8.217	5.962	A	-2.33	-1.54	10.172
						B	-6.125	-4.395	-13.438
	BC	8.57	6.20	3.798	2.77	C	-3.518	-2.526	-9.598
	CD	7.085	5.127	0.651	0.506	D	-10.11	-7.262	17.626
EN-Sol T2	AB	12.758	9.135	9.33	6.705	A	-2.33	-1.656	11.636
						B	-7.38	-5.236	-15.574
	BC	9.880	7.074	4.128	2.997	C	-4.24	-3.007	-11.02
	CD	8.165	5.847	2.188	1.608	D	-7.917	-5.615	13.991
	DE	22.1	15.917	11.977	8.65	E	-12.71	-9.012	19.755
	EF	20.041	14.350	14.186	10.196	F	-2.33	-1.656	-14.348

Tableau II.16 : Tableau récapitulatif des efforts maximaux :

Etage	ELU			ELS			V (KN.m)
	M _t (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a ^{int} (KN.m)	M _a ^{rive} (KN.m)	
Terrasse Inaccessible	14.668	-10.958	-2.96	10.731	-7.955	-2.16	-18.563
Etage courant	13.56	-10.673	-2.06	9.841	-7.663	-1.48	-17.468
RDC	14.558	-10.115	-2.148	10.562	-7.262	-1.54	17.626
EN 1	14.186	-12.706	-2.33	10.198	-9.012	-1.656	19.755

Tableau.17. La sollicitation max la plus défavorable différents dans les types de poutrelles :



Calcul du ferrailage :

Ferrailage longitudinal :

$F_c = 400 \text{ MPa}$	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$b = 64 \text{ cm}$
$h = 21 \text{ cm}$	$f_t = 2.1 \text{ MPa}$	$b_0 = 10 \text{ cm}$
$h_0 = 5 \text{ cm}$	$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$	

Les sollicitations de terrasse inaccessible :

$$ELU \begin{cases} M_t = 14.668 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -10.958 \text{ KN.m} \\ M_a^{riv} = -2.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$V = 14.044 \text{ Kn}$

- Le ferrailage en travée :

$$M_{Tu} = f_{bu} h_0 b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.05 \times 0.64 \times \left(0.18 - \frac{0.05}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 70.43 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} \geq M_{Tmax} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire (bxh).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.014668}{0.65 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.0498 < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A : $\epsilon_{st} = 10\%$

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

$$\begin{cases} \epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.739 \times 10^{-3} \\ \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_1} = 0.668 \\ \mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.391 \end{cases}$$

$\mu_{bu} \leq \mu_1 \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0498)}) = 0.0638$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.18(1 - 0.4(0.0638)) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} z} = \frac{0.014668}{348 \times 0.175} = 2.408 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 2.408 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_l^{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.64 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.39 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l^{\min} = 1.39 \text{ cm}^2 < A_t = 2.408 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 2 \text{ HA12} + 1 \text{ HA8} = 2.76 \text{ cm}^2$

- Appuis intermédiaires :

Au niveau de l'appui le moment est négatif donc le calcul sera pour une section rectangulaire $b_0 \times h$:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.958 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.238 > 0.186$$

➤ Donc on est dans le pivot B :

$$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimé).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.238)}) = 0.345$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4(0.345)) = 0.155 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{f_{st} z} = \frac{10.958 \times 10^{-3}}{348 \times 0.155} = 2.03 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 2.03 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de condition de non fragilité :

$$A_a^{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a = 2.03 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 3 \text{ HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$

- Appuis de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.96 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.186$$

➤ Donc on est dans le pivot A

$$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimé).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.064)}) = 0.083$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4(0.083)) = 0.174 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_t}{f_{st} z} = \frac{2.96 \times 10^{-3}}{348 \times 0.174} = 4.88 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.448 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de condition de non fragilité :

$$A_a^{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-5} \text{m}^2 = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a = 0.448 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 1 \text{ HA8} = 0.5 \text{ cm}^2$

Le ferrailage des poutrelles aux différents niveaux est donné comme suit :

Tableau II.18. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage RDC :

Etage		M _u (KN/m)	μ _{bu}	α	z	A (cm)	A _{min} (cm)	A _{choisi}
Terrasse Inaccess ible	travée	14.67	70.432	0.064	0.175	2.4	1.39	3HA12=3.39
	Appui intr	10.96	70.432	0.345	0.155	2.03	0.217	1HA12+1HA14 =2.67
	Appui riv	2.96	70.432	0.083	0.17	0.48	0.217	1HA12=1.13
Etages courant	travée	13.56	70.432	0.059	0.175	2.22	1.39	3HA12=3.39
	Appui intr	10.67	70.432	0.335	0.156	1.96	0.217	1HA12+1HA14 =2.67
	Appui riv	2.06	70.432	0.057	0.176	0.34	0.217	1HA12=1.13
RDC	travée	14.56	70.432	0.063	0.175	2.38	1.39	3HA12=3.39
	Appui intr	10.12	70.432	0.314	0.157	1.85	0.217	1HA12+1HA14 =2.67
	Appui riv	2.15	70.432	0.059	0.176	0.35	0.217	1HA12=1.13
Sous- sol 1 Niv service	travée	14.186	70.432	0.062	0.176	2.32	1.39	3HA12=3.39
	Appui intr	12.706	70.432	0.414	0.150	2.43	0.217	1HA12+1HA14 =2.67
	Appui riv	2.33	70.432	0.065	0.175	0.38	0.217	1HA12=1.13

➤ Vérification des poutrelles à l'effort tranchant :

- Exemple de calcul : terrasse

$$v^{\max} = 18.563 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{18.563 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.031 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.031 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

- Ferrailage transversales :

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

$$\text{Soit } A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- L'espace :

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$$a = 90^\circ (\text{Armatures droites}).$$

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ S_t \leq A_t \frac{0.8f_e (\sin a + \cos a)}{b_0 * (\tau_u - 0.3f_{tj}K)} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 400 \times 10^{-4}}{0.1(1.031 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 45.49 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

1) Vérification des armatures longitudinale « A_l » vis-à-vis des l'effort tranchant

a) Appui de rive :

On a: $M_{a,u}^{rive} = 0$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s v_u}{f_e} = \frac{18.563 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 5.337 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.5337 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1.13 + 3.39 = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.5337 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b) Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \Rightarrow \frac{1.15}{400} \left(18.563 - \frac{10.958}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^{-3} = -1.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = -1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.67 + 3.39 = 6.06 \text{ cm}^2 > 0.5337 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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

2) Vérification de la bielle :

$$v_u \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad a = 0.9 d = 0.162$$

$$v_u = 0.267 \times 0.1 \times 0.162 \times 25$$

$$v_u = 18.563 \text{ kN} \leq 0.108 \text{ MN} = 108 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

3) Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{18.563 \left(\frac{0.64-0.10}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.64 \times 0.05} = 0.985 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

4) Vérification des contraintes :

$$\text{FPN} \Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

✓ $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ (contrainte admissible de l'acier).

✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.

✓ y : position de l'axe neutre.

✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

• En travée :

$$\checkmark \text{ Position de l'axe neutre : } H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.64 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0.18 - 0.05) = 1.3895 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$H > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow vérification des contraintes pour une section rectangulaire ($b \times h$)

✓ Calcule de y et I :

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

$$\frac{64}{2}y^2 + 15 \times 3.39y - 15 \times 3.39 \times 18 = 0$$

$$32y^2 + 50.85y - 915.3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta}=346.04$$

$$y=4.61\text{cm}$$

$$I=\frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{64 \times 4.61^3}{3} + 15 \times 3.39(18 - 4.61)^2 = 11207.08\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{10.731 \times 10^3}{11207.08 \times 10^{-8}} \times 4.61 \times 10^{-2}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 4.41\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

• En appui intermédiaire :

$$\begin{cases} H=2.79 \times 10^{-4} > 0 \\ y= 4.16\text{cm} \\ I=9207.22 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = \frac{7.955 \times 10^3}{9207.22 \times 10^{-8}} \times 4.16 \times 10^{-2}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3.59 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Tableau II.19 : Tableau récapitulatif des vérifications à l’ELS :

Niveau	Endroit	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contrainte σ ≤ σ̄ (MPa)	observation
Terrasse inaccessible	travée	10.731	3.39	4.61	11207.08	4.41 < 15	Vérifiée
	appui	7.955	2.67	4.16	9207.22	3.59 < 15	Vérifiée
Etage courant	travée	9.841	3.39	4.61	11207.08	4.05 < 15	Vérifiée
	appui	7.663	2.67	4.16	9207.22	3.46 < 15	Vérifiée
RDC	travée	10.562	3.39	4.61	11207.08	4.34 < 15	Vérifiée
	appui	7.262	2.67	4.16	9207.22	3.28 < 15	Vérifiée
Entresol niv bureaux	travée	10.198	3.39	4.61	11207.08	4.19 < 15	Vérifiée
	appui	9.012	2.67	4.16	9207.22	4.07 < 15	Vérifiée

5) Vérification de la flèche :

L’article (BAEL B.6.5, I) précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les trois conditions à vérifier sont :

$$\begin{cases} h \geq \max\left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right]l \dots\dots\dots \text{①} \\ A_s \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \dots\dots\dots \text{②} \\ l \leq 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{③} \end{cases}$$

Si ces conditions n’étaient pas vérifiées, le calcul des flèches est indispensable.

Dans notre cas on a :

M_t=10.731 KN.m ; M₀ = 14.43 KN.m ; L = 4.85 m ; h = 0.21 m.

$$h = 0.21 < \frac{M_t \times l}{10 \times M_0} = \frac{10.731 \times 10^{-3} \times 4.85}{10 \times 14.43 \times 10^{-3}} = 0.36 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

La condition ① n’est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche :

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

$$\text{On a: } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{1}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{1}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

$$f_{adm} = \frac{485}{500} = 0.97$$

✓ **Evaluation des moments en travée :**

G_g = poids total ;

G_j = poids au moment de pose des cloisons.

$$G_g = 6.67 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad G_j = 2.85 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad G_p = 6.67 + 1 = 7.67 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{gser} = 0.64 \times G_g = 0.64 \times 6.67 = 4.269 \text{ KN/m} \quad ; \quad q_{gser}' = 0.64 \times 4.45 = 2.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{jser} = 0.64 \times G_j = 0.64 \times 2.99 = 1.914 \text{ KN/m} \quad ; \quad q_{jser}' = 0.64 \times 2.99 = 1.914 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.64 \times (G+Q) = 0.64 \times (6.67+1) = 4.91 \text{ KN/m}; \quad q_{pser}' = 0.64 \times 5.45 = 3.48 \text{ KN/m}$$

$$M_t^{ser} = 2.88q + 0.98q' \quad \text{obtenu par la méthode de caquot minorée.}$$

$$\begin{cases} M_G^{ser} = 2.88 \times 4.269 - 0.98 \times 2.85 = 9.5 \text{ KN.m} \\ M_j^{ser} = 2.88 \times 1.914 - 0.98 \times 1.914 = 3.64 \text{ KN.m} \\ M_p^{ser} = 2.88 \times 4.91 - 0.98 \times 3.48 = 10.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Propriété de la section**

$$\text{On a : } Y = 4.61 \text{ cm, } I = 11207.08 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul de centre de gravité (y_G) et le moment d'inertie (I_0) de la section homogène**

$$y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} \rightarrow \begin{cases} S_1 = b \times h_0 \\ S_2 = b_0 \times (h - h_0) \\ S_3 = 15 \times A_t \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} y_1 = \frac{h_0}{2} \\ y_2 = h_0 + \left(\frac{h-h_0}{2}\right) \\ y_3 = d \end{cases} \rightarrow y_G = 7.15 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{64 (7.15)^3}{3} + 10 \frac{(21 - 7.15)^3}{3} - (64 - 10) \frac{(7.15 - 5)^3}{3} + 15[3.39 \times (18 - 7.15)^2]$$

$$I_0 = 22460.9891 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3.64 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0461)}{11207.08 \times 10^{-8}} = 65.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{9.5 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0461)}{11207.08 \times 10^{-8}} = 170.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{10.73 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0461)}{11207.08 \times 10^{-8}} = 192.30 \text{ MPa}$$

✓ Inertie fictive (I_f)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.0188$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.64})0.0188} = 2.26 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 0.4 \times 2.26 = 0.905 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 65.24 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.475$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 170.25 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.753$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0188 \times 192.30 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.778$$

$$\mu > 0$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 22460.989}{1 + 2.26 \times 0.475} \Rightarrow I_{fji} = 11915.64 \text{cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 22460.989}{1 + 2.26 \times 0.753} \Rightarrow I_{fgi} = 9144.744 \text{cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 22460.989}{1 + 2.26 \times 0.778} \Rightarrow I_{fpi} = 8957.426 \text{cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 22460.989}{1 + 0.905 \times 0.753} \Rightarrow I_{fgv} = 14693.786 \text{cm}^4$$

✓ Calcul des flèches :

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 3700(25)^{1/3}$$

$$= 10818.86 \text{ MPa} \dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818.86$$

$$= 32456.58 \text{ MPa} \dots \dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{3.64 \times 10^{-3} \times (4.85)^2}{10 \times 32456.58 \times 11915.64 \times 10^{-8}} = 0.0022 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{9.5 \times 10^{-3} \times (4.85)^2}{10 \times 32456.58 \times 9144.744 \times 10^{-8}} = 0.0075 \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = \frac{10.73 \times 10^{-3} \times (4.85)^2}{10 \times 32456.58 \times 8957.426 \times 10^{-8}} = 0.0087 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{9.5 \times 10^{-3} \times (4.85)^2}{10 \times 10818.86 \times 14693.786 \times 10^{-8}} = 0.014 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{ft} &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ &= 0.014 - 0.0022 + 0.0087 - 0.0075 \\ &= 0.013 \text{m} = 1.3 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\Delta_{ft} = 1.3 \text{ cm} > f_{adm} = 0.97 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.20 : Vérifications de flèches des différents niveaux :

Niveau	Terrasse inaccessible	Etage courant	RDC	Sous-sol niv bureaux
L(m)	4.85	4.85	4.95	4.7
q _{jser} (KN/m)	1.914	2.55	2.55	2.55
q _{gser} (KN/m)	4.269	3.59	3.59	3.59
q _{pser} (KN/m)	4.91	4.56	4.56	5.19
M _{jser} (KN.m)	3.64	4.845	5.279	4.46
M _{gser} (KN.m)	9.5	7.99	8.55	7.4
M _{pser} (KN.m)	10.73	9.84	10.57	11.62
I (cm ⁴)	11207.08	11207.08	11207.08	11207.08
I ₀ (cm ⁴)	22460.989	22460.989	22460.989	22460.989
P	0.0188	0.0188	0.0188	0.0188
λ _i	2.26	2.26	2.26	2.26
λ _v	0.905	0.905	0.905	0.905
σ _{st} ^j (MPa)	65.24	86.83	94.61	79.93
σ _{st} ^g (MPa)	170.25	143.19	153.23	132.62
σ _{st} ^p (MPa)	192.30	176.34	189.43	208.25
μ _j	0.475	0.57	0.60	0.55
μ _g	0.753	0.714	0.73	0.69
μ _p	0.778	0.761	0.78	0.793
If _{ji} (cm ⁴)	11915.64	10797.61	10486.88	10013.8
If _{gi} (cm ⁴)	9144.744	9453.13	9324.13	9602.59
If _{pi} (cm ⁴)	8957.426	9083.96	9324.133	8848.67
If _{gv} (cm ⁴)	14693.786	15008.83	14877.96	15158.83
f _{ji} (cm)	0.0022	0.00325	0.0038	0.003
f _{gi} (cm)	0.0075	0.00613	0.00615	0.0052
f _{pi} (cm)	0.0087	0.00785	0.00856	0.00894
f _{gv} (cm)	0.0014	0.0116	0.013	0.00997
Δ _{ft} (cm)	1.3	1	1.16	1.07
f _{adm} (cm)	0.97	0.97	0.99	0.94
Obs	Non Vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée pour tous les niveaux, on propose d'augmenter la section

Les résultats obtenus après augmentation des sections d'armatures, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II.21 : Les résultats après augmentation des sections :

Niveau	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	Δ _{ft} (cm)	f _{adm} (cm)	Obs
Terrasse inaccessible	3HA14+1HA12= 5.75	16990.51	5.78	0.92	0.97	Vérifiée
Etage courant	2HA14+1HA12= 4.21	13337.88	5.05	0.87	0.97	Vérifiée
RDC	2HA14+1HA12= 4.21	13337.88	5.05	0.972	0.99	Vérifiée

Sous-sol niv bureau	2HA14+1HA12= 4.21	13337.88	5.05	0.936	0.94	Vérifiée
---------------------	----------------------	----------	------	-------	------	----------

Schémas de ferrailage des poutrelles :

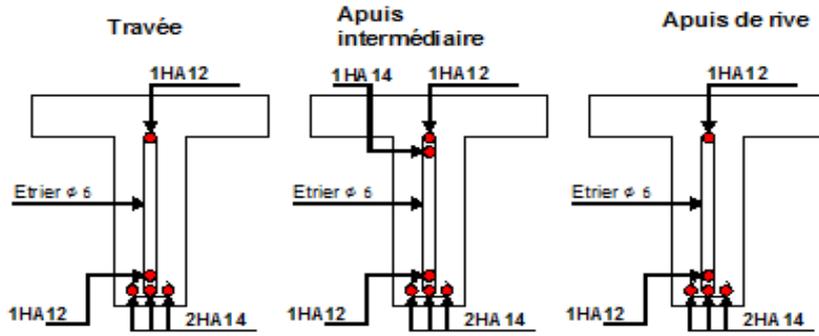


Figure II.4. Ferrailage de la terrasse inaccessible

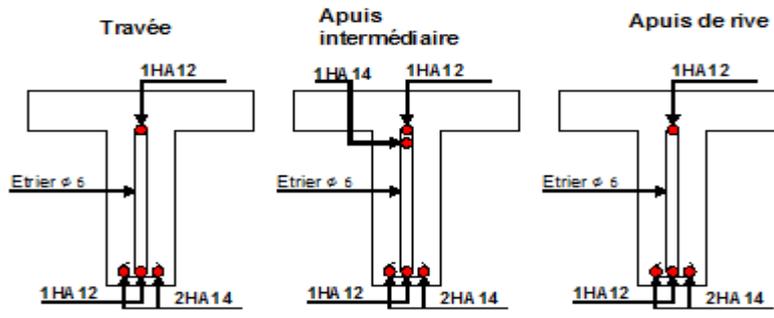


Figure II.5. Ferrailage du RDC + Etage courant + sous-sol niveau bureau

II.2.1.2 Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée par un quadrigé de barre (généralement un treillis soudée TS) dans le rôle est d'éviter la fissuration de la dalle

La section de ces aciers est donnée par le **CBA93 article (B.6.8.4.2.3)**, en fonction de l'entraxe des nervures.

- **Armature perpendiculaire aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e} = \frac{4 \times 64}{400} = 0.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.64}{2} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit $\begin{cases} A_{\perp}: 4\phi 6 = 1.13\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ A_{\parallel}: 4\phi 6 = 1.13\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$

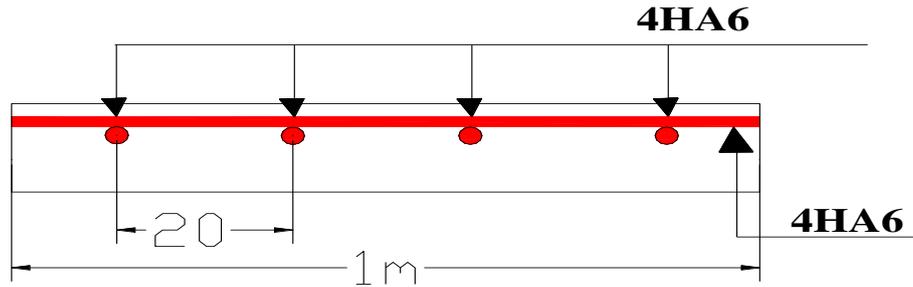


Figure II.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

II.2.1.3 Plancher a dalle pleine :

Les dalles sont d'éléments horizontaux d'épaisseur mince en béton armé coulés sur place. Prend appui sur des poutrelles. Ils sont caractérisés par leur petite porté L_x et L_y le grand porté.

Le dimensionnement de l'épaisseur e dépend des critères suivants :

➤ Critère de résistance :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{pour une dalle sur un seul ou deux appuis} \\ \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{pour une dalle sur trois ou 4 appuis avec } \rho \geq 4 \end{array} \right.$$

- Critère de coupe de feu :

$e \geq 7\text{cm}$ → pour une heure de coupe de feu

$e \geq 11\text{cm}$ → pour deux heure de coupe de feu

- Critère d'isolation phonique :

$e \geq 14\text{cm}$

Ce critère sera pris en compte, pour les panneaux de la dalle qui constituent un espace intérieur.

❖ Remarque :

Pour notre projet on dispose de plusieurs types de dalles pleines (2appuis ,3appuis et 4appuis), on expose pour chaque type le cas le plus défavorable :

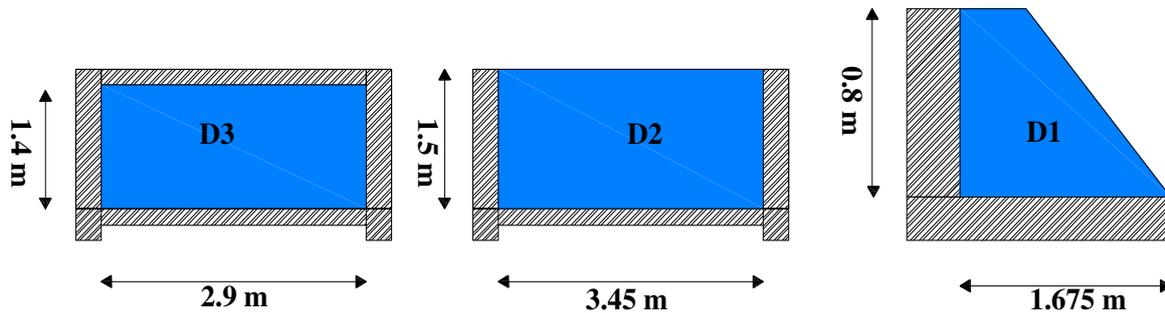


Figure II.7. Les différentes dalles pleines

Calcul des dalles pleines :

❖ Dalle sur deux appuis perpendiculaire :

- Caractéristique de la dalle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,63KN/m^2; Q = 2,5KN/m^2 \\ l_x = 0,8m; l_y = 1,675 m; e = 0,12m \\ \rho = \frac{0,8}{1,675} = 0,45 > 0,4 \end{array} \right. \text{Donc la dalle fléchit en deux sens.}$$

- Evaluation de charges :

Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour un bond de 1ml.

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 11,35KN/m \\ P_s = G + Q = 8,63KN/m \end{array} \right.$$

$$\text{moment isostatique} \left\{ \begin{array}{l} M_o^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_o^y = \mu_y \times M_x \end{array} \right.$$

Avec μ_x et μ_y : coefficients donnée par l'Annexe II.

ELU :

ELS :

$$\rho = 0,45 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,1036 \\ \mu_y = 0,25 \end{array} \right.$$

$$\rho = 0,45 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,1063 \\ \mu_y = 0,3234 \end{array} \right.$$

Tableau II.22 Estimation des moments dans le panneau D1 :

	ELU		ELS	
	M_x (KN. m)	M_y (KN. m)	M_x (KN. m)	M_y (KN. m)
M_o	0.75	0,1875	0.553	0.179
$M_t^{x,y} = 0,85M_o^{x,y}$	0.64	0,149	0.415	0,152
$M_a^x = M_a^y = -0,5M_o^x$	-0.375		-0.276	

❖ Calcul le ferrailage à l'ELU :

Le calcul d'une dalle pleine est calculé comme une section rectangulaire (b*e) soumise à la flexion simple pour une bonde de 1 ml, suivant l'organigramme I du BAEL99.

➤ Exemple de calcul :

Données : FN ; b=1 ml ; e=0,15 m ; c=0,03

- Travée (sens x) :

$$\mu_{bu} = \frac{0,64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,0031 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A et } \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0039$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,12 m$$

$$A_t^x = \frac{0,64 \times 10^{-3}}{0,12 \times 348} = 0,153 cm^2$$

- Condition de non fragilité :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{min} = \frac{\rho_o}{2} \times (3 - \rho) b \times e \\ A_y^{min} = \rho_o \times e \times b \end{array} \right. \text{avec } \rho_o = 0,0008, \dots, \text{pour FeE400}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,45) \times 100 \times 15 = 1,53cm^2 \\ A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2cm^2 \end{array} \right.$$

Choix des armatures en travée : $A_t^x = 5HA8/ml = 2,51 cm^2$

- Calcul des espacements : $\left\{ \begin{array}{l} \text{la fissuration est nuisible.} \\ S_t < \min(2e, 25) \\ \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.23. Ferrailage du panneau D1 :

position	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z	$A^{cal} \text{ cm}^2$ /ml	$A^{min} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right)$	$A^{opté} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right)$	st
travée	X-X	0.64	0,0031	0,0039	0,12	0,153	1,53	5HA8=2,51	20
	Y-Y	0,149	0,0007	0,0009	0,12	0,035	1,2	5HA8=2,51	20
appuis	Xx et y-y	-0.375	0,0018	0,0022	0,12	0,089	1,53	5HA8=2,51	20

- **Vérification à l'ELU :**
- **vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,07}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} V_u^x = P_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 4,572 \text{ KN} \\ V_u^y = P_s \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 0,498 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \tau_t^x = \frac{V_u}{b \times d} = 0,0381 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \\ \tau_t^y = \frac{V_u}{b \times d} = 0,00415 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \end{array} \right.$

- **Remarque :** Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à L'ELS :**
- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c25} = 15 \text{ MPa}$$

- Calcul de la position de l'axe neutre y et du moment d'inertie I :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad \rightarrow \quad y = 2,77 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A (d - y)^2 \quad \rightarrow \quad I = 4648,646 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1,3 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) < (FN) \sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t25}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 2,187 \times 10^{-3}}{4648,646 \times 10^{-8}} (0,12 - 0,0277) = 1,3 \text{ MPa} < \sigma_s$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications à l'ELS du panneau D1 :

Tableau II.24. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS :

position	Sens	$M_{ser}K(N.m)$	Y (cm)	I_{cm^4}	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}MPa$		Obs.	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}MPa$		Obs.
					σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$		σ_s	$\overline{\sigma_{st}}$	
Travée	x-x	0.412	2,77	4648,646	0.245	15	vérifier	65,135	201,63	Vérifier
	y-y	0,152	2,77	4648,646	0,091	15	vérifier	21,056	201,63	Vérifier
appuis	x-x ; y-y	-0.276	2,77	4648,646	0,164	15	vérifier	38,301	201,63	Vérifier

- Etats de déformation (flèche) :

- Sens x :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,15}{0,8} = 0,1875 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{0,64}{20 \times 0,75}\right) = 0,0425 \quad \text{vérifier} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 2,09 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{vérifier} \\ 3) l_x = 0,8 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{vérifier} \end{array} \right.$$

- Sens-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,15}{1,675} = 0,0896 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{0,149}{20 \times 0,1875}\right) = 0,039 \quad \text{vérifier} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 2,09 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{vérifier} \\ 3) l_y = 1,675 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{vérifier} \end{array} \right.$$

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

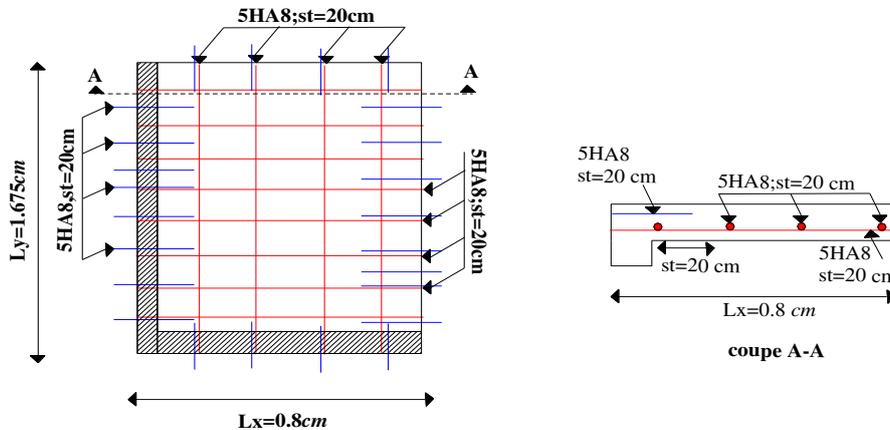


Figure.II.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

❖ Dalle sur trois appuis :

- Caractéristique de la dalle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,38KN/m^2; Q = 2,5KN/m^2 \\ l_x = 1,5 \text{ m}; l_y = 3,45 \text{ m}; e = 0,15\text{m} \\ \rho = \frac{1,5}{3,45} = 0,43 > 0,4 \end{array} \right.$$

Donc la dalle fléchit en deux sens.

- Evaluation de charges :

Le calcul se fait pour un bond de 1ml.

Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} P_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 12,363 \text{KN/m} \\ P_s = G + Q = 8,88 \text{KN/m} \end{cases} \quad \text{moment isostatique: } l_x < \frac{l_y}{2} \rightarrow \begin{cases} M_o^x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2}{3} q \times l_x^3 \\ M_o^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

- Calcul des moments :

Le tableau ci-dessous résume les moments calculés dans le panneau D2 :

Tableau II.25. Estimation des moments du panneau D2 :

	ELU		ELS	
	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
M_o	20.17	6,95	14.485	4,99
$M_t^{x,y} = 0,85 M_t^{x,y}$	17.14	5,91	12.31	4,245
$(M_a^x; M_a^y) = -0,5 M_o^x$	-10.085	-3,475	-7.24	-2,495

➤ Calcul du ferrailage à L'ELU :

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.26. Ferrailage de panneau D2 :

position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	$A^{cal} (\frac{cm^2}{ml})$	$A^{min} (\frac{cm^2}{ml})$	$A^{opté} (\frac{cm^2}{ml})$	st
travée	X-X	17.14	0,0838	0,109	0,12	4.29	1.042	5HA10=3,93	20
	Y-Y	5,91	0,0281	0,0356	0,12	1,376	1,2	5HA8=2,51	20
appuis	x-x	-10.085	0,049	0,063	0,127	2,47	1.042	5HA10=3.93	20
appuis	y-y	-3,475	0,0165	0,028	0,12	0,809	1,2	5HA8=2,51	20

➤ Vérification à L'ELU :

- Effort tranchant :

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.27. Vérification de l'effort tranchant dans le panneau D2 :

Type	Sens	V_u (KN)	$\tau_u \leq$	τ_u	Obs.
			τ_u	τ_u	
D3	X-X	8,708	0,0726	1,17	Vérifier
	Y-Y	0,716	0,0059	1,17	Vérifier

- Vérification à L'ELS :

Le tableau ci-dessous résume les résultats de vérification à l'ELS du panneau D3 :

Tableau II.28. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS :

position	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I_{cm^4}	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \text{MPa}$		Obs.	$\sigma_s \leq \frac{\sigma_s}{\sigma_{st}} \text{(MPa)}$		Obs.
					σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	
Travée	X-X	12.31	3,39	6742,73	6,19	15	Vérifier	235.78	201,6	Non vérifier
	Y-Y	4,126	2,77	4648,646	2,458	15	Vérifier	122,88	201,6	Vérifier
Appuis	x-x	-7.24	3.24	5657,37	4.14	15	Vérifier	168.22	201,6	Vérifier
	y-y	-2,427	2,77	4648,646	1,446	15	Vérifier	72,283	201,6	Vérifier

On remarque la vérification selon sens X-X n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer les sections d'acier à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2\sigma_{st}} = \frac{12.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 201.63} = 4.24 \times 10^{-3}$$

On prend : $\alpha_0 = 0.5$ pour commencer.

$$\alpha_1 = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = \sqrt{90 \times 4.24 \times 10^{-3} \frac{1-0.5}{3-0.5}} \Rightarrow \text{Donc on prend : } \alpha = 0,276$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_{st}} = \frac{12.31 \times 10^{-3}}{0.12(1-\frac{0.276}{3})201.63} = 5.6 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5.6 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA12 = 6.79 cm², avec S_t = 15 cm.

- **Vérification de la flèche :**

- **Etats de déformation (flèche) :**

Sens x :

- | | |
|---|----------------------------------|
| $\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,15}{1,5} = 0,1 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{27,58}{20 \times 31,274}\right) = 0,0425 \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 5,65 \times 10^{-3} > \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \\ 3) l_x = 1,5 \text{ m} < 8 \text{ m} \end{array} \right.$ | vérifier
vérifier
vérifier |
|---|----------------------------------|

Sens-y :

- | | |
|---|----------------------------------|
| $\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,15}{3,45} = 0,435 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{4,245}{20 \times 4,99}\right) = 0,0425 \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 2,09 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \\ 3) l_y = 3,45 \text{ m} < 8 \text{ m} \end{array} \right.$ | vérifier
vérifier
vérifier |
|---|----------------------------------|

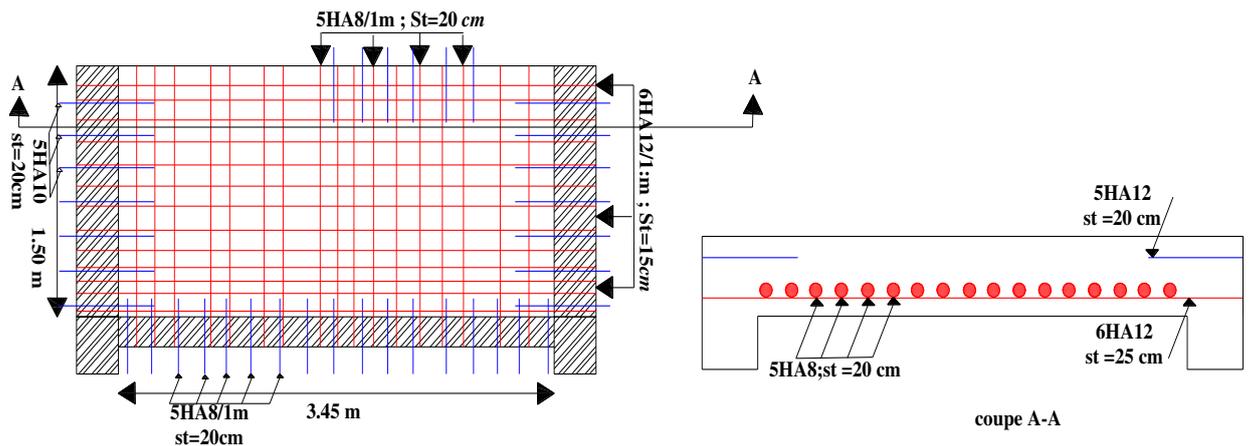


Figure.II.9. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

❖ **Dalle sur quatre appuis :**

- **Caractéristique de la dalle :** $\left\{ \begin{array}{l} G = 6,38\text{KN/m}^2; Q = 2,5\text{KN/m}^2 \\ l_x = 1,4\text{m}; l_y = 2,9 \text{ m}; e = 0,15\text{m} \\ \rho = \frac{1.4}{2.9} = 0,48 > 0,4 \end{array} \right.$
 Donc la dalle fléchie en deux sens.

- **Evaluation de charges :**

Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour un bond de 1ml.

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 12,363\text{KN/m} \\ P_s = G + Q = 8,88\text{KN/m} \end{array} \right. \quad \text{moment isostatique} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_o^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_o^y = \mu_y \times M_x \end{array} \right.$$

Le tableau ci-dessous résume les moments calculés dans le panneau D3 :

Tableau II.30. Estimation des moments du panneau D3 :

	ELU		ELS	
	$M_x(\text{KN. m})$	$M_y(\text{KN. m})$	$M_x(\text{KN. m})$	$M_y(\text{KN. m})$
M_o	2,4	0,6	1,785	0,623
$M_t^{x,y} = 0,85M_o^{x,y}$	2.05	0,51	1,518	0,529
$M_a^x = M_a^y = -0,5M_o^x$	-1,2		-0,892	

- **Calcul de ferrailages à l'ELU :**

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.31. Ferrailage du panneau D3 :

position	Sens	M(KN. m)	μ_{bu}	α	Z	$A^{cal} \text{ cm}^2 / \text{ml}$	$A^{min} (\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}})$	$A^{opté} (\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}})$	st
travée	X-X	2,4	0,0117	0,0147	0,12	0,575	1,512	4HA8=2,01	20
	Y-Y	0,51	0,0024	0,0031	0,12	0,122	1,2	4HA8=2,01	20
appuis	x-x ;y-y	-1,2	0,0058	0,0072	0,12	0,287	1,512	4HA8=2,01	20

- Les armatures de répartitions :

$$A_{répartition} = \frac{A_t^x}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Chois : } \left\{ \begin{array}{l} A_{répartition} = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 \\ \text{Espacement} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification à L'ELU :**

- **Effort tranchant :**

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.32. Vérification de l'effort tranchant dans le panneau D3 :

Type	Sens	$V_u \text{ KN}$	$\tau_u \leq \tau_u$		Obs.
			τ_u	τ_u	
D3	X-X	7,984	0,066	1,17	Vérifier
	Y-Y	0,898	0,00748	1,17	Vérifier

- Vérification à L'ELS :

Le tableau ci-dessous résume les résultats de vérification à l'ELS du panneau D3 :

Tableau II.33. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS :

position	sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPa		Obs.	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st}$ Mpa		Obs.
					σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	
Travée	X-X	1,518	2,77	4648,646	0,879	15	Vérifier	43,92 9	201,6 3	Vérifier
	Y-Y	0,529	2,77	4648,646	0,307	15	Vérifier	15,33 8	201,6 3	Vérifier
appuis	x-x ; y-y	-0,892	2,77	4648,646	0,535	15	vérifier	25,82 7	201,6 3	Vérifier

- Etats de déformation (flèche) :

Sens x :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,15}{1,4} = 0,107 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1,518}{20 \times 1,785}\right) = 0,0425 \quad \text{vérifier} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 2,09 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{vérifier} \\ 3) l_x = 1,4 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Sens-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,15}{2,9} = 0,0517 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{0,529}{20 \times 0,623}\right) = 0,0425 \quad \text{vérifier} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 2,09 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{vérifier} \\ 3) l_y = 2,9 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{vérifier} \end{array} \right.$$

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

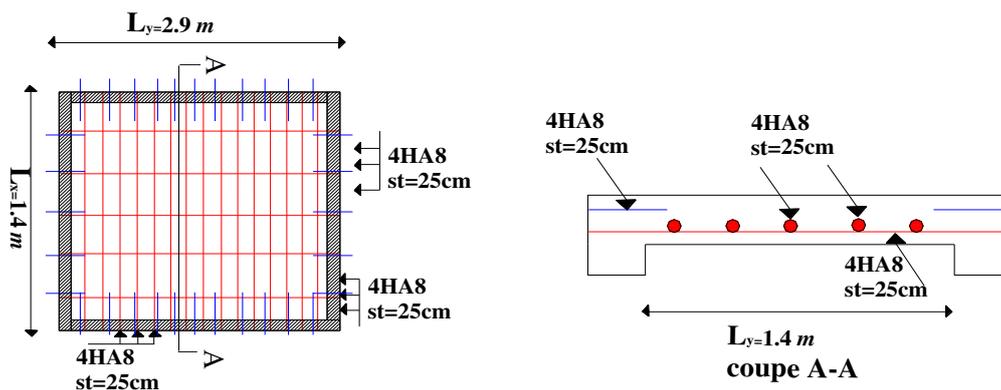


Figure.II.10. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

❖ Dalle ascenseur :

-caractéristique de la dalle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,38\text{KN/m}^2; Q = 2,5\text{KN/m}^2 \\ l_x = 3.2 \text{ m}; l_y = 2.2 \text{ m}; e = 0,15\text{m} \\ \rho = \frac{2.2}{3.2} = 0,68 > 0,4 \end{array} \right. \quad \text{moment isostatique} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_o^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_o^y = \mu_y \times M_x \end{array} \right.$$

Donc la dalle fléchit en deux sens.

Le tableau ci-dessous résume les moments calculés dans le panneau D3 :

Tableau II.34. Estimation des moments du panneau D3 :

	ELU		ELS	
	M _x (KN. m)	M _y (KN. m)	M _x (KN. m)	M _y (KN. m)
M _o	8.98	3.08	6.97	3,31
M _t ^{x,y} = 0,85M _t ^{x,y}	7.64	2.61	5.93	2,81
M _a ^x = M _a ^y = -0,5M _o ^x	-4.49		-3.485	

- Calcul de ferrailages à l'ELU :

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.35. Ferrailage du panneau D3 :

position	sens	M(K N.m)	μ _{bu}	α	Z	A ^{cal} cm ² /ml)	A ^{min} (^{cm²} /ml)	A ^{opté} (^{cm²} /ml)	st
travée	X-X	7,64	0.0374	0.047	0.12	1.86	1.392	5HA8=2,51	20
	Y-Y	2,61	0.0127	0.016	0.12	0.629	1.2	5HA8=2,51	20
appuis	x-x ;y-y	-4,49	0.0219	0.027	0.12	1.08	1,392	5HA8=2,51	20

➤ Vérification à L'ELU :

- Effort tranchant :

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.36. Vérification de l'effort tranchant dans le panneau D3 :

Type	Sens	V _u KN	τ _u ≤ τ _u		Obs.
			τ _u	τ _u	
D3	X-X	3.61	0.03	1,17	Vérifier
	Y-Y	7.98	0.0665	1,17	Vérifier

➤ Vérification à L'ELS :

Le tableau ci-dessous résume les résultats de vérification à l'ELS du panneau D3 :

Tableau II.37 Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS :

position	sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I _{cm} ⁴	σ _{bc} ≤ σ _{bc} MPa		Obs.	σ _s ≤ σ _{st} MPa		Obs.
					σ _{bc}	σ _{bc}		σ _s	σ _{st}	
Travée	X-X	5.93	2,77	4648,646	3.53	15	vérifier	117.05	201,63	Vérifier
	Y-Y	2.81	2,77	4648,646	1.67	15	vérifier	83.69	201,63	Vérifier
appuis	x-x ;y-y	-3.485	2,77	4648,646	2.08	15	vérifier	103.79	201,63	Vérifier

- Etats de déformation (flèche) :

Sens x :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,15}{3,2} = 0,0468 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{5,83}{20 \times 6,67}\right) = 0,0437 \quad \text{vérifier} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 2,09 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{vérifier} \\ 3) l_x = 2,9 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Sens-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,15}{2,2} = 0,0682 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{2,81}{20 \times 3,31}\right) = 0,0424 \quad \text{vérifier} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 2,09 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} \quad \text{vérifier} \\ 3) l_y = 3,25 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{vérifier} \end{array} \right.$$

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

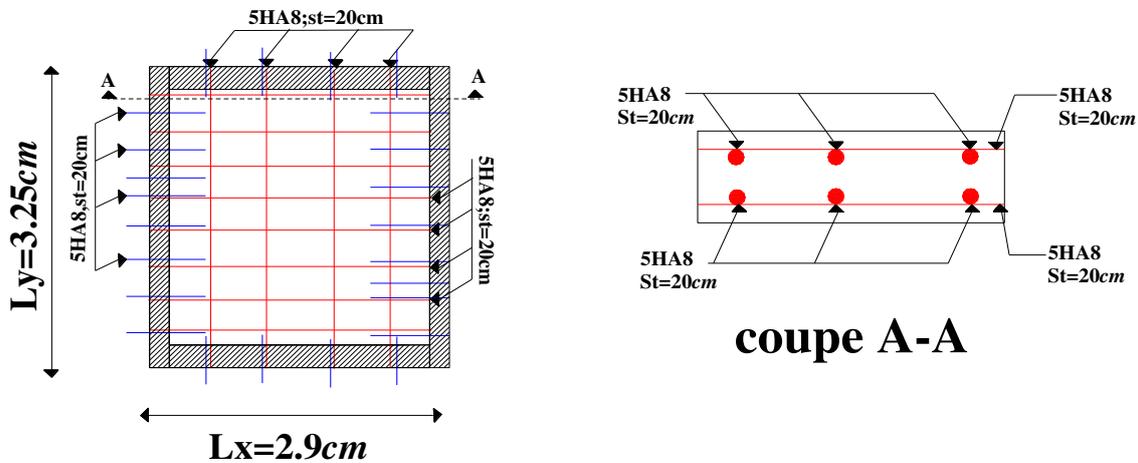


Figure.II.11. Schéma de ferrailage de l'ascenseur.

II.2.3 Escalier :

L'escalier est un élément architectural qui succession de marche permettant le passage d'un niveau a un autre. Il peut être en béton armé en acier ou en bois, il est calculé comme une dalle plane. Dans notre cas il est réalisé en béton armé pour tous les étages.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- Giron : Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- Marche : Surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied.
- Contre marche : Signifie la face verticale située entre deux marches consécutives.
- Nez de marche : Bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche intérieure.
- Paillasse : la dalle horizontale incliné sous les marches et qui sert de support à ces marches.
- Palier : la dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.
- Volée : Succession de marche entre deux paliers.
- Pente de l'escalier(α) : C'est l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale. Pour l'escalier confortable $\alpha = (20 \text{ à } 40)$.

Notre projet comporte un seul type d'escalier : escalier classique a trois volées en béton armé.

II.2.3.1. Pré dimensionnement des escaliers :

Le but du pré dimensionnement des escaliers, est de caractériser le giron(g) et la hauteur (h), ainsi que pour assurer la condition de confort de **Blondel**.

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

- La hauteur h des contremarches doit être 14 et 18.
- La largeur g (giron) doit être entre 25 et 32.
- La formule empirique de blondel : $60 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

Soit (n-1) et n : le nombre de marche et de contremarche respectivement.

$$g = \frac{l_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

- **H** : la hauteur de la volée.
- **L** : la longueur entre nus de deux appuis totale réelle.
- **L_o**:La longueur projetée de la volée.
- **L_p**:La longueur du palier.

Pour notre projet on a :

D'après l'architecture on a : $\begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$ pour tous les étages.

On doit juste vérifier la formule de **Blondel** :

$$60 \leq 30 + 2 * 17 \leq 64 \rightarrow 60 \leq 64 \leq 64 \text{ c'est vérifier.}$$

❖ **Exemple de calcul :**

Pour le RDC, l'escalier a trois volés :

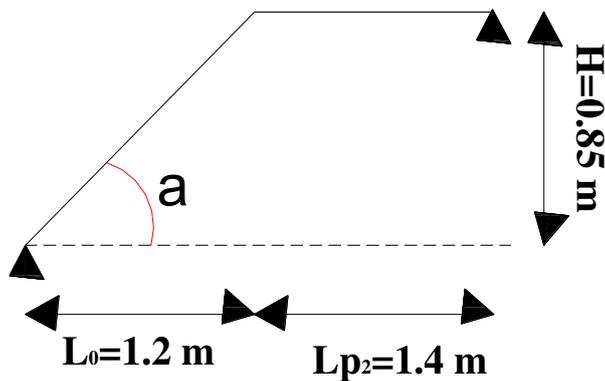


Figure II.12 Schéma statique de l'escalier droit à trois volées.

Volée 1 :

$$\begin{cases} g=30\text{cm} \\ h=17\text{cm} \\ \text{avec deux marches} \\ \cos \alpha = \frac{0,85}{1,2} \end{cases} \rightarrow \alpha = 44,9^\circ$$

Epaisseur de la paille :

$$\begin{cases} L = L_1^p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L_2^p \\ L = 1,47 + 1,55 = 3,02\text{m} \\ \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ \frac{3,02}{30} \leq e \leq \frac{3,02}{20} \end{cases} \rightarrow 10,07 \leq e \leq 15,1$$

- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe de feu.
On prend : $e = 15\text{ cm}$

Pour les autres escaliers les résultats sont résume dans le tableau ci-après :

Tableau II.38. Tableau récapitulatif des dimensions de l'escalier :

Niveaux	RDC			EC			EN
Volée	1	2	3	1	2	3	1
Nombre de marche	4	1	9	7	1	6	5
e(cm)	15	15	20	15	15	15	15
α°	44.9	55,48	50,97	49,64	55,48	48.61	47,15

Dans ce qui suit nous présentons un calcul détaillé de l'escalier relatif au niveau de l'étage courant :

II.2.3.2 Etude de de l'escalier :

- Etude de la volée 1 (étage courant) :

- Schémas statique

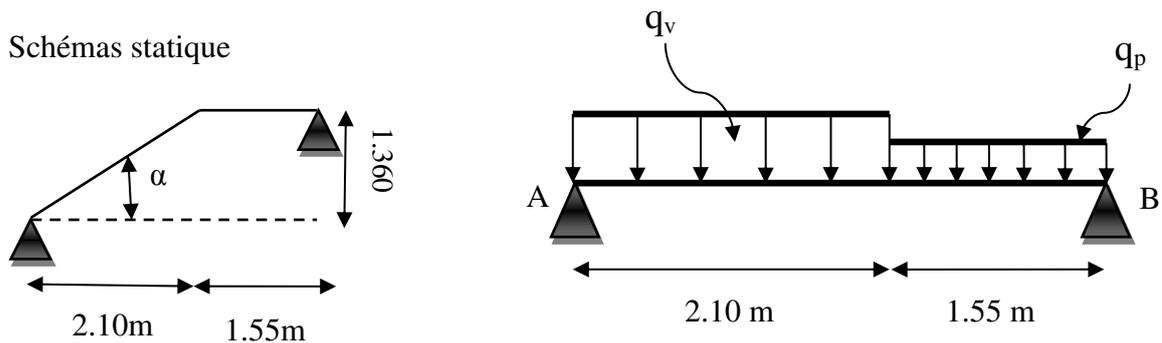


Figure.II.13. Schéma statique de la volée 1 étage courant

- Les Charges de l'escalier :

$G_p = 5.18\text{ KN/m}^2$ avec G_p : poids propre de palier
 $G_{v1} = 9.94\text{ KN/m}^2$ avec G_v : poids propre de la volée
 $Q = 2.5\text{ KN/m}^2$

Tableau II.39. Les sollicitations dans l'escalier :

Localisation	ELU	ELS
Palier (q_p)	10.74	7.68
Volée 1 (q_v)	17.167	12.44

- Réactions d'appuis :

$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (2.10 \times 17.167) + (1.55 \times 10.74)$
 $\Rightarrow R_A + R_B = 36.051 + 16.647 = 52.6977\text{ KN}$

$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_b = \left[\frac{47.86+37.85}{3.65} \right] = \frac{85.71}{3.65}$

$\Rightarrow \begin{cases} R_b = 23.483\text{KN} \\ R_A = 29.214\text{KN} \end{cases}$

- Moment fléchissant et effort tranchant :

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

• **Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2.10$**

$$T(x) = -17.167x + 29.214$$

$$\begin{cases} T(0) = 29.214 \text{ KN} \\ T(2.10) = -6.84 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -8.58x^2 + 29.214x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.1) = 23.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul de l'extremum :**

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -17.167x + 29.214 = 0 \Rightarrow x = 1.7 \text{ m}$$

On trouve : $\begin{cases} M^{\max} = 24.87 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = R_A = 29.214 \text{ KN} \end{cases}$

• **Tronçon 2 : $2.10 \leq x \leq 3.65$**

$$T(x) = -10.74x + 15.718$$

$$\begin{cases} T(2.10) = -6.836 \text{ KN} \\ T(3.65) = -23.483 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -5.37x^2 + 15.718x + 14.17$$

$$\begin{cases} M(2.10) = 23.496 \text{ KN.m} \\ M(3.65) = 00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

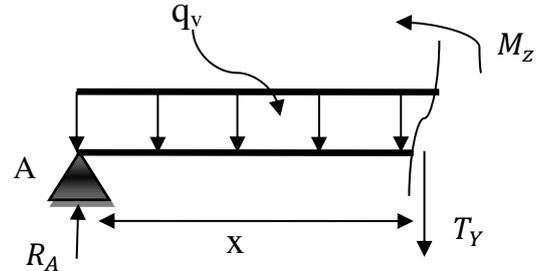


Figure.II.14. Schéma statique de la 1er coupe.

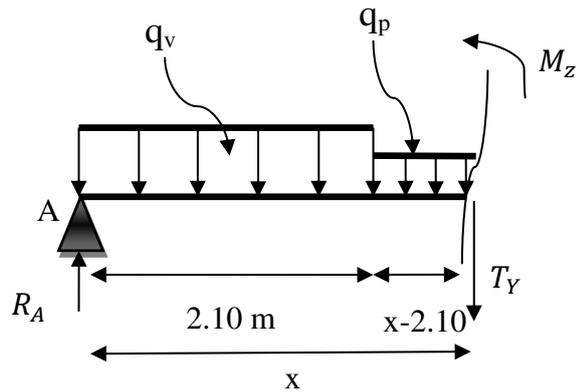


Figure.II.15. Schéma statique de la 2^{eme} coupe.

➤ **Les réactions et les Moment fléchissant (ELS) :**

Tableau II.40 Les réactions et les moments à l'ELS :

Sollicitations	Réaction (KN)		M ^{max} (KN.m)
	R _A	R _B	
ELS	21.14	16.89	19.154

➤ **Calcul des moments pour le ferrailage :**

$$ELU \begin{cases} M_t^{\max} = 0.75 \times 24.87 = 18.65 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = -0.5 \times 24.87 = -12.435 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_t^{\max} = 13.47 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = -8.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage de l'escalier**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.41. Résultat de ferrailage à l'ELU :

Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
travée	18.65	0.0912	0.128	0.12	4.466	1.45	5HA12/m = 5.65
appui	-12.435	0.0608	0.078	0.12	2.977	1.45	4HA12/m = 4.52

- Vérification à l'ELU
- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } v_u = 29.214 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{29.214 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.24 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

- Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à l'ELS sont :

Tableau. II.42. Vérification des contraintes à L'ELS :

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	Observation
Travée	13.47	3.74	7526.076	6.69 < 15	Vérfiée
Appui	-8.98	3.41	6324.56	4.79 < 15	Vérfiée

- Etat limite de déformation

- Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{3.65} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Non vérfiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

- Sollicitations

$$\begin{cases} M_j = 8 \text{ KN.m} \\ M_g = 10.57 \text{ KN.m} \\ M_p = 14.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau. II.43. Résultats de la vérification de la flèche :

f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f^{adm} (mm)	Observation
0.223	0.386	0.707	0.72	1.5	7.6	Vérfier

- Vérification des armatures de répartitions :

- En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit **4HA8/ml** = 2.01cm²/ml

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

- En Appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit **4HA8/ml** = 2.01 cm²/ml

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

- Vérification des espacements :

- Armature de répartition : $s_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 25\text{cm}$

➤ Schéma de ferrailage :

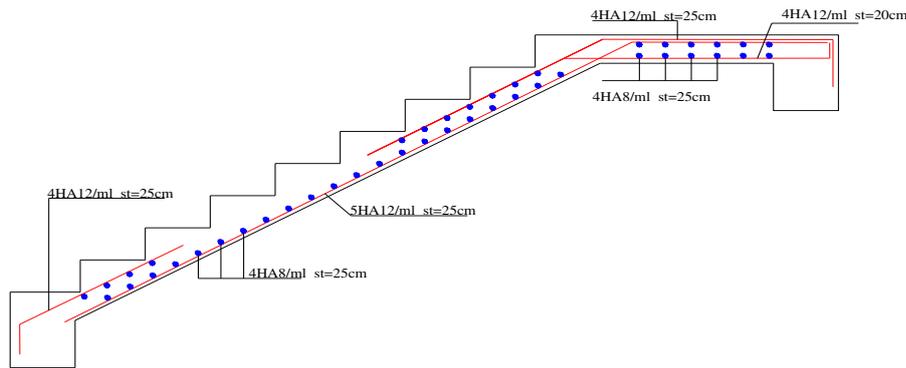


Figure II.16 : schéma de ferrailage de la 1^{er} volée.

2. Etude de la volée intermédiaire (console) étage courant :

Ce calcul comme une console.

On a : $\begin{cases} G_v = 10.77 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$

➤ Evaluation des charges à l'ELU :

$$q_v = (1.35G_v + 1.5Q_v) = (1.35 \times 10.77 + 1.5 \times 2.5)$$

$$q_v = 18.289 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_u = -\frac{q_v l^2}{2} = -\frac{18.289 \times (1.55)^2}{2} = -21.969 \text{ KN.m} \\ V_u = q_v l = 18.289 \times 1.55 = 28.347 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Calcul de ferrailage :

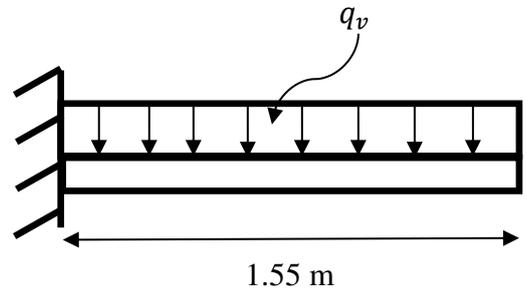


Figure II.17. Schéma statique de la console

Tableau II.44. Résultat de ferrailage de la console à l'ELU.

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{choi} (cm ² /ml)
-21.969	0.107	0.142	0.11	5.26	1.45	5HA12 = 5.65

➤ Armature de répartition :

$$A_l = \frac{A^{choisis}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : $A_l = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.347 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.236 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Calcul à l'ELS :**

$q_v = (G + Q) = (10.77 + 2.5) = 13.27 \text{ KN/m}$

$M_s = -15.94 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes :**

Tableau.II.45. Vérification de la contrainte du béton.

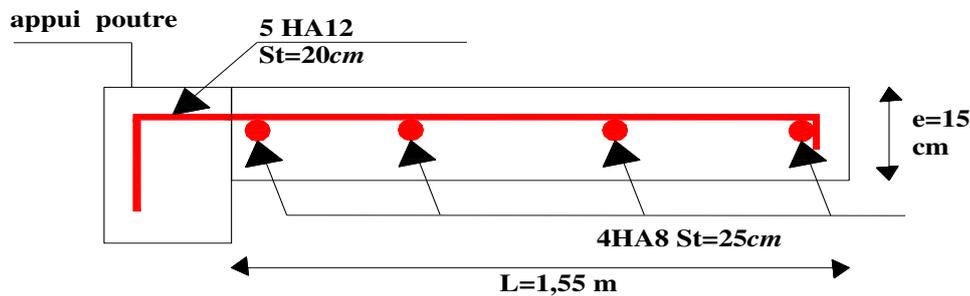
M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
-15.94	3.74	7526.076	7.92	15	Vérifier

➤ **Vérification de la flèche :**

$\frac{h}{l} = 0.0967 \text{ cm} \geq \max\left(\frac{M_t}{10M_0}, \frac{1}{16}\right) = 0.0625 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée
 $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 b \times d}{f_e} = 12.60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée

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

➤ **Schéma de ferrailage :**



FigureII.18 Schéma de ferrailage de la volée intermédiaire

3. Etude de la volée 3 étage courant :

➤ **Les Charges de l'escalier :**

$\left\{ \begin{array}{ll} G_p = 5.18 \text{ KN/m}^2 & \text{avec } G_p : \text{ poids propre de palier} \\ G_{v3} = 9.823 \text{ KN/m}^2 & \text{avec } G_v : \text{ poids propre de la volée} \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 & \end{array} \right.$

Sollicitation à L'ELU et à l'ELS :

$\left\{ \begin{array}{ll} q_u^{palier} = 10.74 \text{ KN} & q_s^p = 7.68 \text{ KN} \\ q_u^{volée} = 17.011 \text{ KN} & q_s^v = 12.323 \text{ KN} \end{array} \right.$

Réactions d'appuis : après le calcul on trouve : $\left\{ \begin{array}{l} R_A = 21.023 \text{ KN} \\ R_A = 21.023 \text{ KN} \end{array} \right.$

➤ **Moment fléchissant et effort tranchant :**

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

On trouve : $\begin{cases} M^{max} = 20.257 \text{ KN.m} \\ V^{max} = R_B = 26.244 \text{ KN} \end{cases}$

Les réactions et les Moment fléchissant (ELS) :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_B = 18.973 \text{ KN} \\ R_A = 15.112 \text{ KN} \\ M_{maxser} = 14.60 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments pour le ferrailage :

ELU $\begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times 20.257 = 15.19 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 \times 20.257 = -10.13 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS $\begin{cases} M_t^{max} = 10.95 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -7.3 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferrailage de l'escalier**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II.46. Résultat de ferrailage à l'ELU :

Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
travée	15.19	0.0743	0.0966	0.12	3.64	1.45	4HA12/m = 4.52
appui	-10.13	0.0495	0.0635	0.12	2.43	1.45	4HA10/m = 3.14

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}$ Avec : $v_u = 26.244 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{26.244 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.219 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Vérifiée

• **Vérification à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les résultats des vérifications à l'ELS sont :

Tableau.II.47. Résultats des Vérifications des contraintes :

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	Observation
Travée	10.95	3.14	6324.56	5.44 < 15	Vérifiée
Appui	-7.3	2.92	4713.12	4.52 < 15	Vérifiée

➤ **Etat limite de déformation**

• **Vérification de la flèche :**

$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{3.35} = 0.0447 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ Non vérifiée

La vérification de la flèche est nécessaire

- Sollicitations : $\begin{cases} M_j = 6.15 \text{ KN.m} \\ M_g = 8.07 \text{ KN.m} \\ M_p = 10.69 \text{ KN.m} \end{cases}$

Tableau.II.48. Vérification de la flèche :

$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{gi}(\text{mm})$	$f_{pi}(\text{mm})$	$f_{gv}(\text{mm})$	$\Delta f(\text{mm})$	$f^{adm}(\text{mm})$	Observation
4.6	6.09	7.17	7.2	3.68	6.7	Vérifier

➤ Schéma de ferrailage :

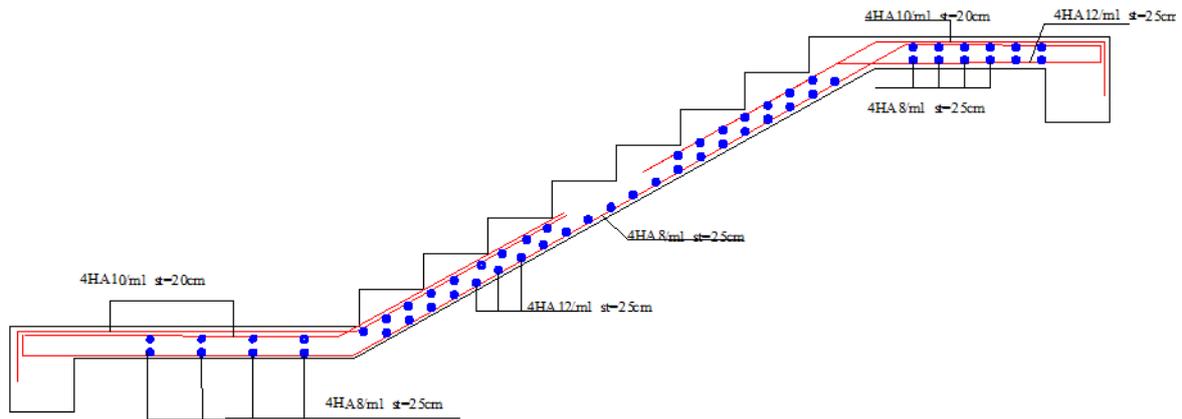


Figure.II.19. Schéma de ferrailage de la 3^{ème} volée.

4. Etude de la poutre brisée :

Schémas statique de la poutre brisée de l'étage courant :

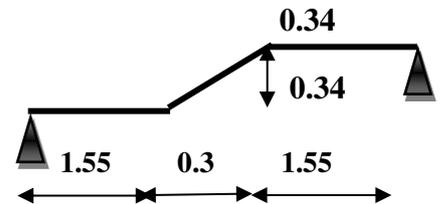
Dimensionnement :

On a :

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \quad L = 3.55 \text{ m}$$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 23.67 \leq h \leq 35.5$$

Donc soit : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$



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

Figure.20. La poutre brisée.

Calcul à la flexion simple :

✓ Calcul de chargement :

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.40 \times 0.40 = 4 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{(partie horizontale)}$$

$$g_{0'} = 25 \times 0.4 \times \frac{0.4}{\text{Cos}(55.48)} = 7.06 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{(partie inclinée)}$$

En plus, elle est soumise aux charges transmises par l'escalier qui sont comme suite:

$$R_A = 24.14 \text{ KN}$$

$$R_B = 21.023 \text{ KN}$$

$R_V = 28.347 \text{ KN}$

✓ Calcul des sollicitations à l'ELU :

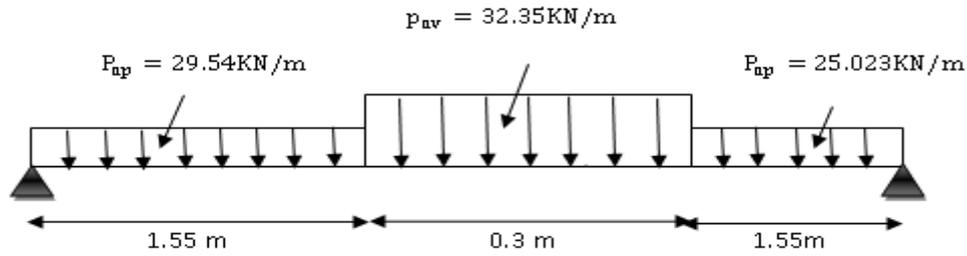


Figure II.21 Schéma statique de la poutre brisée.

Tableau II.49. Récapitulatif des sollicitations.

	M_t (KN.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	V_u (KN)
ELU	31.32	-20.88	49.68
ELS	29.63	-19.76	

✓ Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple :

✓ Soit : $b = 40 \text{ cm}$; $d = 37 \text{ cm}$

Tableau II.50. Résultat des ferrailages à la flexion simple.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	Obs.
Travée	31.32	0.0161	0.0203	0.367	2.45	1.01	vérifiée
Appui de rive	-20.88	0.0107	0.0135	0.368	1.63	1.01	vérifiée

✓ Calcul de contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{49.68 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.38} = 0.32 \text{ MPa}$$

✓ Armatures transversales à la flexion simple :

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.6 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0.5 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{trans} = \max(0.6, -0.5)$$

Donc on prend $A_{trans} = 0.6 \text{ cm}^2$

✓ Calcul à la torsion :

• Moment de torsion :

$$M^{tor} = -\frac{21.969 \times 3.4}{2} = -37.35 \text{ KN.m}$$

• Ferrailage à la torsion :

Tableau.II.51. Le ferrailage à la torsion.

e (cm)	Ω (m ²)	U(m)	A_l^{tor} (cm ²)	A_t^{tor} (cm ²)	A_t^{tor} (cm ²)
6.6	0.1115	1.6	8.85	0.722	0,48

✓ **Contrainte de cisaillement en torsion :**

$$\tau^{tor} = \frac{M^{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{37.35 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1115 \times 0.06} = 2.79 \text{ MPa}$$

Ferrailage global (flexion simple + torsion):

✓ **Ferrailage longitudinal :**

En travée :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.45 + \frac{8.85}{2} = 6.875 \text{ cm}^2$$

En appui de rive :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,63 + \frac{8.85}{2} = 6,055 \text{ cm}^2$$

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

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 8 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 32 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{en travée: } A_{min} \geq A_l^{tot} = 6.87 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \text{ Non vérifiée} \\ \text{en appui: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 6,055 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

Avec : B : section de la poutre brisée.

✓ **Ferrailage longitudinal choisis :**

En travée : on ferraille avec A_{min}

$$A_l^{choisis} = 4HA16 + 2HA12 = 10.66 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{choisis} = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.772 + 0.6 = 1.372 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8** = 2.01 cm²

Soit un cadre $\emptyset 8$ + un étrier de $\emptyset 8$.

Vérification au cisaillement :

$$\text{On a } \begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0.32 \text{ MPa} \\ \tau_u^{tor} = 2.79 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} = \sqrt{(0.32)^2 + (2.79)^2} = 2.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tot} = 2.8 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Tableau.II.52. Vérification des contraintes :

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
travée	29.63	9.5	149503.54	1.88	15	Vérifiée
Appui rive	19.76	7.84	223591.01	0.69	15	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.12 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.075 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0.0070 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

Schéma de ferrailage :

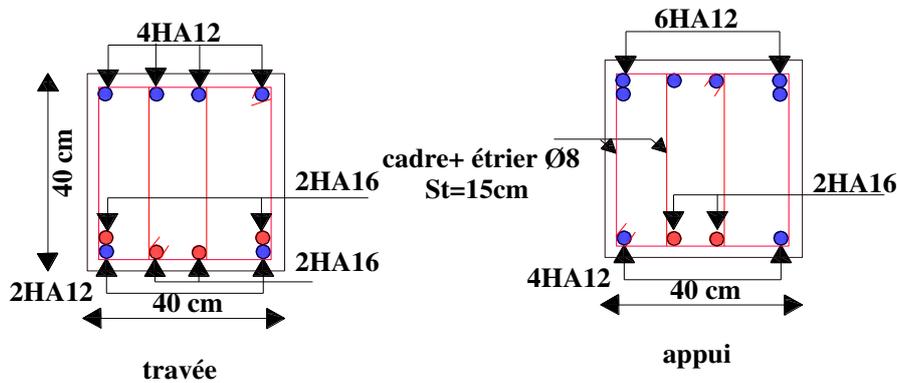


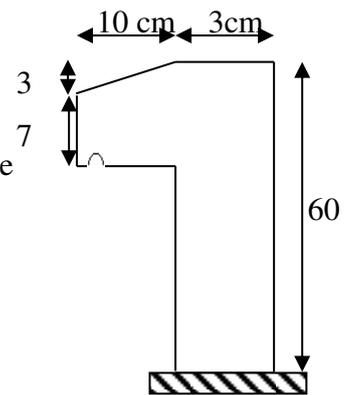
Figure.II.22 Schéma de ferrailage de la poutre prisee

II.2.4. Acrotère :

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse.

Cet élément en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert pour l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :



FigureII.23. Dimension de l'acrotère

- Évaluation des charges et surcharges :

Tableau II.53. Tableau récapitulatif des dimensions de l'acrotère

Charges et surcharges.				
Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0685	1.7125	0.03*0.6* 18*1 = 0.324	2.0365	1

II.2.4.1 Étude de l'acrotère :

Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

Horizontales : (dues au séisme).

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis

- ✓ F_p : une force horizontale due au séisme
- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.
- ✓ **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (*Tab. 6.1 du RPA99*).
- ✓ **W_p** : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2
 - Zone II_a (Bejaia). Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.0725 \end{array} \right.$$

$$F_p = 4 * 0.15 * 0.8 * 2.0365 \implies F_p = 1 \text{ KN}$$

❖ **Remarque :** La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire.

• **Calcul des sollicitations :**

A. Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i} \text{ Et } y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i}$$

A.N:

$$A_1 = 60 * 10 = 600 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_1 = 5 \text{ cm} \quad ; \quad y_1 = 30 \text{ cm}$$

$$A_2 = \frac{3*10}{2} = 15 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_2 = 13.33 \text{ cm} \quad ; \quad y_2 = 58 \text{ cm}$$

$$A_3 = 7 * 10 = 70 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_3 = 15 \text{ cm} \quad ; \quad y_3 = 53.5 \text{ cm}$$

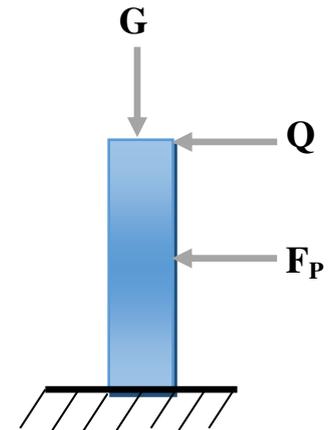


Figure.III.24. Les charges sur l'acrotère.

$$x_c = \frac{600*5+15*13.33+70*15}{(600+15+70)} = 6.204 \text{ cm} \quad \text{D'où : } x_c = 0.06204 \text{ m}$$

$$y_c = \frac{600*30+15*58+70*53.5}{(600+15+70)} = 33.014 \text{ cm} \quad \text{D'où : } y_c = 0.3301 \text{ m}$$

B. Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 2.0365 \implies M_G = 0$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \implies M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1 \text{ KN} \implies M_{F_p} = 0.3301 \text{ KN.m}$$

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

Tableau.II.54. Combinaison d'action de l'acrotère :

Différentes combinaisons à utiliser.			
Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
	G + Q + F _p	1,35*G + 1,5*Q	G+Q
N (KN)	2.0365	4.248	3.0365

M (KN)	0.930	0,9	0,6
--------	-------	-----	-----

C. Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0.93}{2.036} = 0.46 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

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

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

Tels que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 0.24 \text{ cm}) \implies e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

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

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$

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

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.10 \times 10^4} = 0.00864 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.489 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2.0365 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 2.0365 \times 0.489 = 1 \text{ KN.m}$$

D. Ferrailage :

A l'ELU :

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion

$$\text{simple : } M_{uA} = M_{uG} + N_u * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

✓ M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$M_{uA} = 1 + 4.248 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2}\right) = 1.127 \text{ KN.m}$$

Flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.127 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0124 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0156$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0155) = 0.0795 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.127 \times 10^{-3}}{0.0795 \times 348} = 4.07 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.407 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.407 \times 10^{-4} - \frac{4.248 \times 10^{-3}}{348} = 2.85 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.285 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A$ on ferraille avec A_{min}

On prend $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = (1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.**
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.**

• **Vérification au cisaillement :**

• **ELU :** $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0187 \text{ MPa} ; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

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

• **Situation accidentelle :** $V_u = F_p + Q = 1 + 1 = 2 \text{ KN}$

• $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.00 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.016 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

ELS : (vérification des contraintes).

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} , N_{ser} = 3.0365 \text{ KN} ; d = 0.08 \text{ m}$$

✓ **Position de l'axe neutre :**

✓ $c = d - e_1$

✓ $e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{0.6}{3.0365} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)\right) = 0.228 \text{ m}$

✓ $e_1 > d \Rightarrow c$ à l'extérieur de la section $\Rightarrow c = 0.08 - 0.228 = -0.148 \text{ m}$

Tel que :

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b} \quad \text{D'où} \quad \begin{cases} p = -0.062 \text{ m}^2 \\ q = 0.0055 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Pour résoudre $q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}$ l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$;

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

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

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

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

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

Dans notre cas, on a :

Tableau II.55. Tableau résume les résultats de position de l'axe neutre :

$\Delta = [-5.058 \times 10]^{(-6)} < 0$	
a=0.288	$\varphi = 157.76^\circ$
y c1=0.175m	y 1= 0.027 m
y_c2=-0.286m	y_2= -0.434 m
y_c3=0.111m	y_3= -0.037 m

On a : $y = y_1 = 0.027 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = \frac{1 \times (0.027)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.027) \Rightarrow \mu_t = 2.047 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{3.0365 \times 10^{-3} \times 0.027}{2.047 \times 10^{-4}} = 0.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \sigma_{st} = 15 \times 3.0365 \times 10^{-3} \times \frac{(0.08 - 0.027)}{2.047 \times 10^{-4}} = 11.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 266.67 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Schéma de Ferrailage :

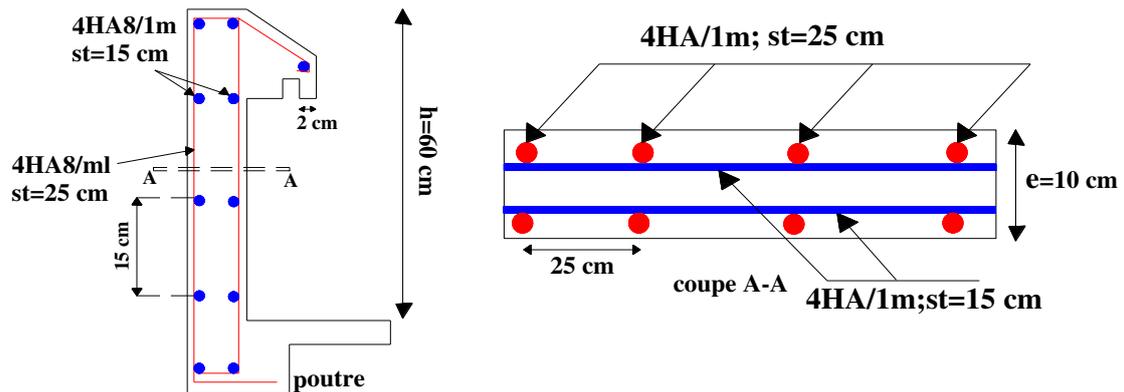


Figure.II.25. Schéma de ferrailage de l'acrotère

II.2.5 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

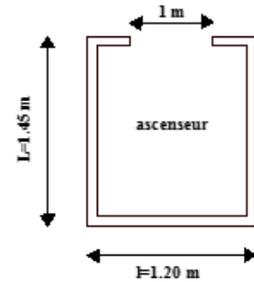


Figure.II.26. Schéma de l'accenseur

• Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur, C=3 cm et FN à la flexion simple.

Tableau II.56. Tableau du ferrailage de dalle.

Endroit	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A^{cla} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	choix	S_t (cm)
Travée	X-X	7.017	0.034	0.0436	0.118		1.308	4HA8=2.01	25
	Y-Y	4.43	0.0216	0.027	0.119	1.07	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-4.68	0.0229	0.029	0.119	1.13	1.308	4HA8=2.01	25

Vérification de l'effort tranchant :

Tableau.II.57. Vérification de l'effort tranchant :

Positon	V (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs.
Sens x-x	49.23	0.41	3.33	Vérifier
Sens y-y	27.91	0.233	3.33	Vérifier

Pas besoin d'armatures transversales.

Tableau II.58. Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.
x-x	5.85	2.405	3239.42	4.34<15	Vérifier
y-y	4.31	2.405	3239.42	3.20<15	Vérifier
Appui	-3.9	2.405	3239.42	2.90<15	Vérifier

• Vérification à la flèche

Sens X-X

$0.125 > 0.0375$

$0.00168 < 0.005$

Sens-Y-Y

$0.103 > 0.0375$

$0.00168 < 0.005$

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

Dalle de salle machine :

On a le schéma représentant la surface d'impact :

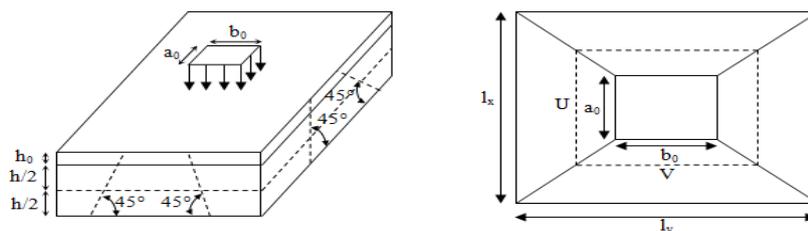


Figure.II.27. Illustration de la surface d'impact.

• **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur $b= 1 \text{ m}$, $d=0.12 \text{ m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.59. Tableau des ferraillages de la dalle.

Endroit	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	choix	$s_t(cm)$
Travée	X-X	5.296	0.034	0.043	0.118	1.67	1.308	4HA8=2.01	25
	Y-Y	3.48	0.017	0.0214	0.119	0.84	1.2	4HA8=2.01	25
Appui		-3.53	0.011	0.0217	0.119	0.85	1.308	4HA8=2.01	25

• **Vérification à l'ELU**

• **Vérification des espacements :**

$s_t \leq \min(3e, 33cm) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

• **Vérification au poinçonnement :**

$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

P_u : Charge de calcul à l'ELU.

h: Hauteur de la dalle.

$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (102.5 + 102.5) \Rightarrow U_c = 410 \text{ cm} ; P_u = 97.605 \text{ KN}$

$P_u = 97.605 < 0.045 \times 440 \times 10^{-2} \times 0.20 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 461.25 \text{ KN} \dots \dots \dots$ vérifiée

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

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

On a:

$v = u \Rightarrow V_{max} = \frac{P_u}{3 \times v} = 31.74 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.265 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots$ vérifiée

• **Calcul à l'ELS :**

• **Les moments engendrés par le système de levage :** $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$.

• **Vérification des contraintes**

Tableau II.60. Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\frac{\sigma_{bc} \leq}{\bar{\sigma}_{bc}}(\text{MPa})$	Obs.
x-x	4.43	2.405	3239.42	3.29<15	Vérifier
y-y	3.36	2.405	3239.42	2.49<15	Vérifier
Appui	-2.96	2.405	3239.42	2.20<15	vérifier

• **Vérification de la flèche**

Sens-X-X :

$0.125 > 0.0375$

$0.00168 < 0.005$

Sens-Y-Y :

$0.103 > 0.0375$

$0.00168 < 0.005$

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

Schéma de ferrailage (le ferrailage mentionné est par 1ml)

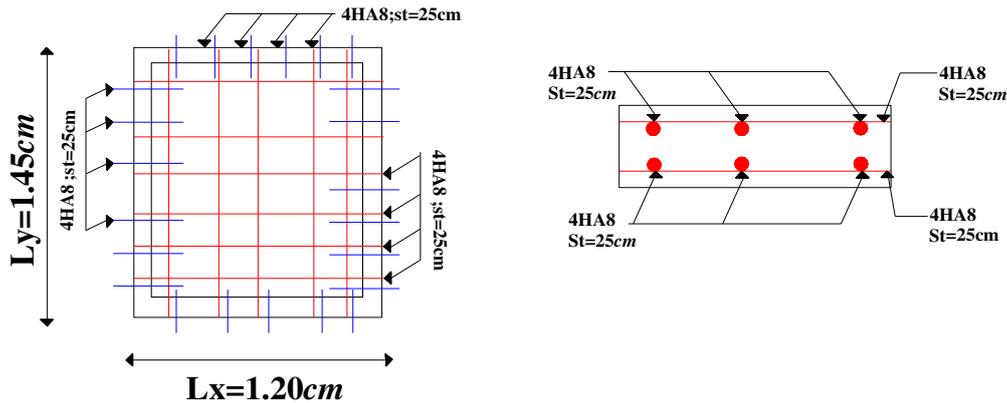


Figure.II.28. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

II.2.5.1 Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre horizontale en béton armé qui sert à supporter le poids des cloisons, Son calcul se fait à la flexion simple

Dans notre structure la poutre de chaînage sert d'appui pour la cloison extérieure.

- Dimensionnement :

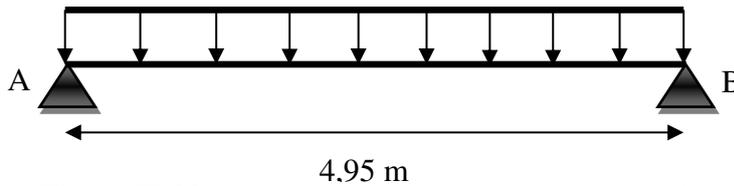


Figure.II.29. Schéma statique de la poutre de chaînage

- Selon la condition de la flèche :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \Rightarrow \frac{495-30}{15} \leq h \leq \frac{495-30}{10} \Rightarrow 31 \leq h \leq 46.5 . \text{ Soit : } h = 35\text{cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

- Ferrailage de la poutre de chaînage

Tableau.II.61. Tableau de ferrailage de la poutre de chaînage.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{choisis}$ (cm ²)
En travée	39.338	0.037	0.047	0.42	2.68	2.077	3HA12 = 3.39
En appui	-23.14	0.022	0.028	0.42	1.56	2.077	3HA10 = 2.36

- Vérification à l'ELU :

- Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37.397 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.43} = 0.217 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

- Calcul des armatures transversales :

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

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.6 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 \times f_e} < 0 \end{cases}$$

Soit un cadre de $\emptyset 8$ + une épingle de $\emptyset 8 \rightarrow A_t = 3\emptyset 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- Vérification à l'ELS :

- Vérification de la contrainte dans le béton :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.62. Vérification des contraintes.

Endroit	M ^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	29.129	9.26	68473.98	3.939	15	Vérifier
En appui	-17.135	7.884	50186.92	2.69	15	Vérifier

• Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.091 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.00197 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 4.95 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage :

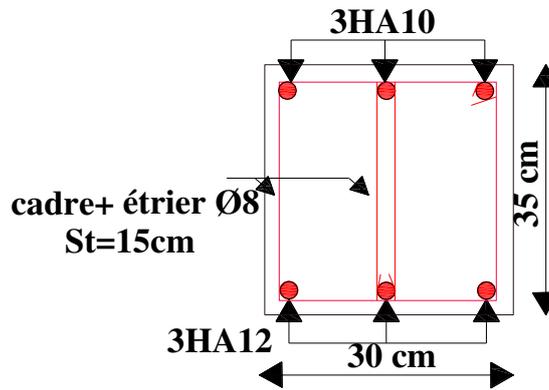


Figure.II.30. Ferrailage de la poutre de chaînage.

II.2.6 Les voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux en console encastrés au sol en béton armé et ayant une épaisseur faible vis-à-vis de leur largeur, il représente une ligne de défense contre le séisme. De ce fait, ils peuvent au besoin remplir la fonction de contreventement et/ou de portance de la structure. Leur pré dimensionnement passe par les considérations du RPA99v2003 (Art. 7.7.1).

L'épaisseur minimale d'un voile doit être dans tous les cas supérieurs à 15 cm et doit être déterminé en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité à leurs extrémités.

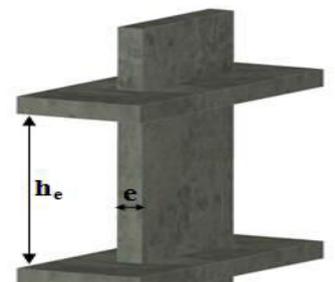


Figure II.31. Illustration d'un voile

- $e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15cm\right)$
- $L \geq 4e$

Exemple de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} e: \text{l'épaisseur du voile} \\ h_e: \text{la hauteur libre d'étage} \\ L: \text{la largeur du voile} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} h_e = 359 - 35 = 324 \text{ cm} \\ e \geq \max\left(\frac{324}{22}, 15\right) \\ e \geq \max(14.27, 15) \\ e = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Pour les autres étages le tableau suivant résume le pré dimensionnement des autres voiles :

Tableau II.63. Tableau récapitulatif des dimensions des voiles :

Etages	h (m)	h _e (m)	e (cm)
1 ^{er} niveau	3,59	3.24	15
Autre niveaux	2,89	2,54	15

Chapitre III :

Etude dynamique

III.1 Introduction :

Etant donné que notre structure est implantée à Bejaia, zone IIa (sismicité moyenne) selon le classement du (RPA99/Version2003), alors le comportement de la construction sous action dynamique a fait l'Object d'étude dans ce chapitre afin de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

III.2 Modélisation :

Pour la modélisation de notre structure on a fait appel à l'ETABS16 qui est un logiciel destiné à la conception et l'analyse des structures, des ouvrages de génie civil catégorie bâtiments, ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autres matériau....ce logiciel va nous permettre d'effectuer des diverses options de saisie des données, la visualisation des données et des résultats, l'analyse statique, l'analyse dynamique éventuellement, le dimensionnement et la vérifications des sections des éléments de la structure complète.

III.3 Méthodes utilisables :

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

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m, elle est irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone II_a et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

III.3.1 Méthode Dynamique Modale Spectrale (RPA99/version2003 article 4.3)

III.3.1.1 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.

III.3.1.2 Modélisation :

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

III.3.1.3 Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Tel que :

A: coefficient d'accélération de la zone (RPA99/2003 tableau (4.1))

D: facteur d'amplification dynamique moyen (RPA99/2003 (4.2))

R: coefficient de comportement global de la structure (RPA tableau (4.3))

Q: facteur de qualité (RPA (4.4))

W: poids total de la structure (RPA(4 – 5))

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

III.3.1.3.1 Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right. \implies A = 0.15$$

III.3.1.3.2 Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\implies R = 5$.

III.3.1.3.3 Facteur d'amplification dynamique moyen :

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

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique Pour notre cas qui ne se trouve pas dans la RPA, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \quad \text{D'où } \eta = 0.816$$

On a un site ferme $S_2 \implies \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$

Avec : T_1, T_2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

Calcul de la période fondamentale de la structure :

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

$$\implies \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 – 6)} \\ T = 0.09 H/\sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 – 7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/2003 (Tableau 4.6)

$H = 35.16 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 20 \text{ m} \\ L_y = 19.40 \text{ m} \end{cases} \quad \text{On aura : } \begin{cases} T_x = 0.71 \text{ s} \\ T_y = 0.72 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \implies \begin{cases} D_x = 1.39 \\ D_y = 1.38 \end{cases}$$

III.3.1.3.4 Facteur de qualité :

Tableau III.1. Résultats de facteur de qualité :

Critère (q)	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1) Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2) Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3 Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ RPA99/2003 (Formule (4-4))

Avec :

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

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$$

V.3.1.3.5 Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

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

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : β = 0.2 (Habitation, bureau).

Dans notre cas, on a : W = 50740,9985KN

La force sismique statique à la base de la structure est : $\begin{cases} V_x^{st} = 2539.08KN \\ V_y^{st} = 2320,8902 KN \end{cases}$

III.3.1.4 Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

Un programme MATLAB a été créé pour le calcul du spectre qui se fait pour une période comprise entre 0 et 5s avec un pas de 0.085s.

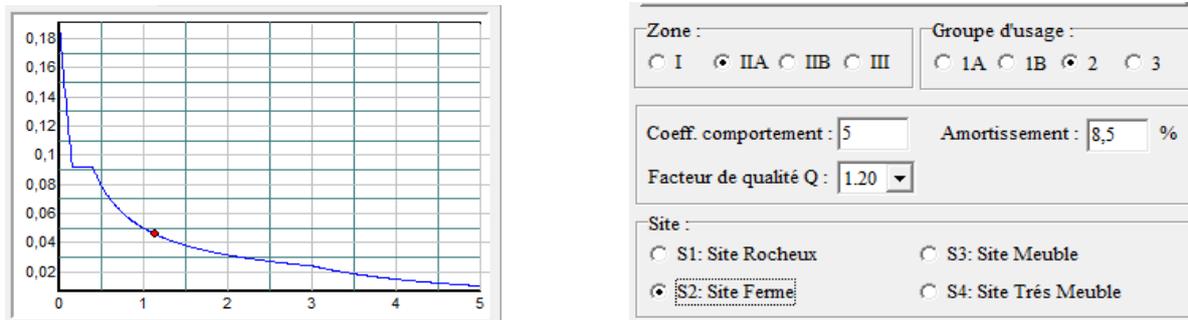


Figure.III.1 Spectre de réponse.

III.3.2 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est L'ETABS 16

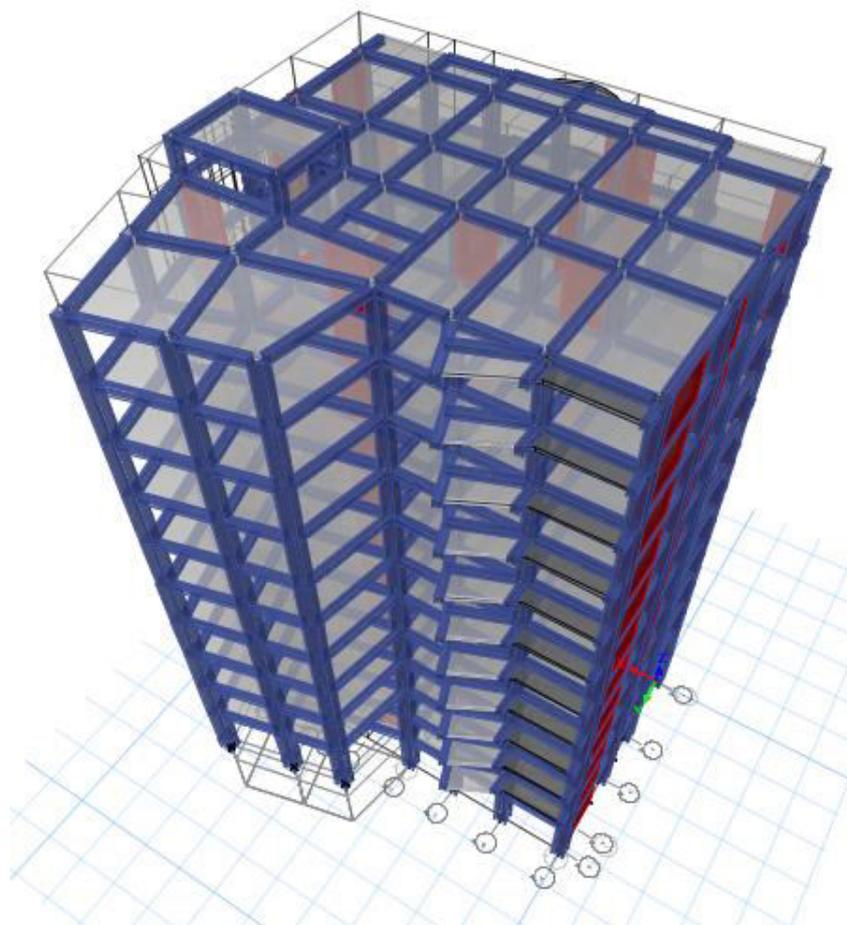


Figure.III.2 Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS 16.

III.3.2.1 Disposition des voiles de contreventement :

La forme complexe de notre structure, l'aspect architectural de notre structure présente une insuffisance d'emplacement des voiles, et ça a compliqué le choix de la disposition de ces derniers. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure disposition des voiles est représentée sur la figure qui suit :

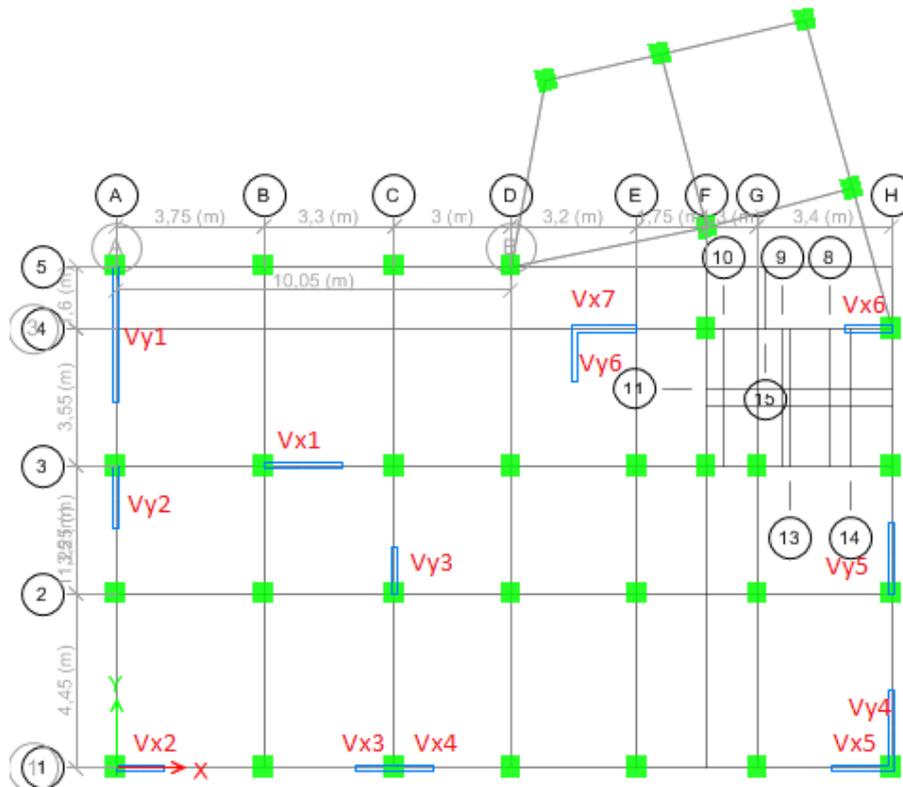


Figure III.3. Disposition des voiles :

III.3.2.2 Mode de vibration et taux de participation des masses :

D’après le (RPA99/version 2003 Art4.3.4) les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitations doit être tel que la somme des masses modales pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Le tableau ci-dessous illustre les résultats des douze modes de vibration ;

Tableau III.2. Périodes et taux participation massique de la structure :

Mode	Période (s)	U_x	U_y	Sum U_x	Sum U_y
1	0,888	0,7645	0,0077	0,7645	0,0077
2	0,788	0,0091	0,7582	0,7737	0,7659
3	0,685	0,0006	0,0003	0,7743	0,7662
4	0,285	0,1192	0,0002	0,8934	0,7664
5	0,246	0	0,1217	0,8934	0,8882
6	0,21	0,0005	0,0066	0,8939	0,8948
7	0,154	0,0432	6,147E-06	0,9371	0,8948
8	0,13	0,0005	0,0381	0,9376	0,9329
9	0,108	0,0017	0,0068	0,9393	0,9396
10	0,099	0,0202	0	0,9595	0,9396
11	0,083	0,0007	0,0182	0,9603	0,9578
12	0,07	0,0114	0,0023	0,9717	0,9601

Observation:

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

$$\text{Les périodes majorées de 30\%} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.92 \text{ s} \\ T_y = 0.94 \text{ s} \end{cases}$$

III.3.2.3 Les modes de vibrations :

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

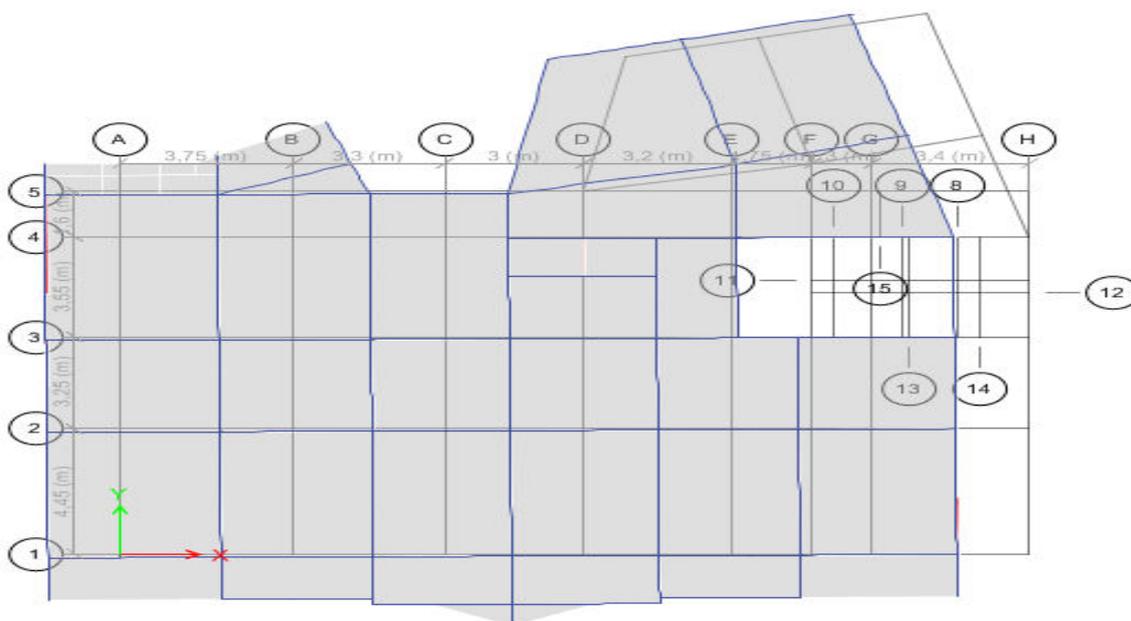


Figure.III.4 1er mode de vibration selon l'axe X-X

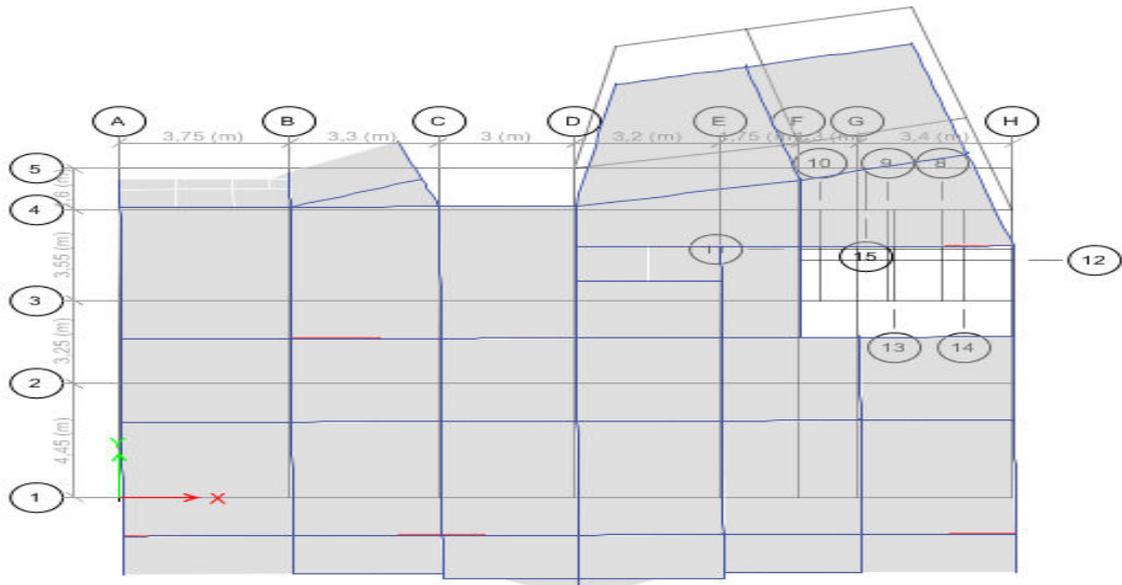


Figure.III.5. 2^{ème} mode de vibration selon l'axe Y-Y

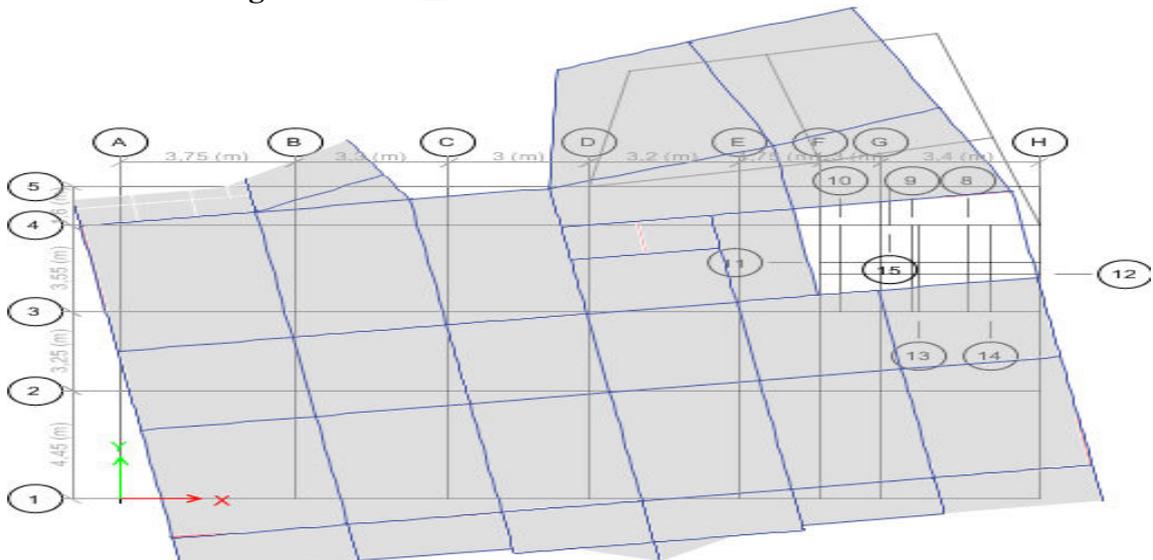


Figure.III.6. 3^{ème} mode de vibration (Torsion autour de l'axe Z-Z)

III.3.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

III.3.3.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

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

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

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

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3. Vérification de la résultante sismique :

Sens	V _{statique} (KN)	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Observation
X-X	2539.079	2031.263	2188,0371	Vérifiée
Y-Y	2520.812	2016.65	2325,3748	Vérifiée

Remarque : la condition de la résultante des forces sismiques est vérifiée suivant les deux sens.

III.3.3.2 Vérification de l'effort normal réduit :

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

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

Tel que:

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Remarque :

Après avoir constaté que la condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée donc on a augmenté la section des poteaux de tous les niveaux

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Vérification de l'effort réduits :

Niveau	Section (cm ²)	N _d (KN)	Combinaison	v	observation
EN 1	70*65	3309,1948	G+Q+EXmin	0,291	vérifiée
EN 2	70*65	2539,9381	G+Q+EXmin	0,223	vérifiée
RDC	65*65	2109,9072	G+Q+EXmin	0,200	vérifiée
1	65*65	1741,8631	G+Q+EXmin	0,165	vérifiée
2	65*60	1442,9543	G+Q+EXmin	0,148	vérifiée
3	65*60	1247,7024	G+Q+EXmin	0,139	vérifiée
4	60*60	1048,0394	G+Q+EXmin	0,116	vérifiée
5	60*55	855,9258	G+Q+EXmin	0,104	vérifiée
6	55*55	670,1187	G+Q+EXmin	0,089	vérifiée
7	55*50	490,0634	G+Q+EXmin	0,071	vérifiée
8	50*50	315,1525	G+Q+EXmin	0,050	Vérifiée
9	50*45	152,0201	G+Q+EXmin	0,027	vérifiée

Remarque : la condition de l'efforts réduits est vérifiée pour tous les niveaux. On conclue d'après les résultats de la vérification de l'efforts normal réduit, que le dimensionnement des poteaux est économique (v=0,291).

III.3.3.3 Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

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

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (RPA99/2003 Art 3.4.a)

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 :

Tableau III.5. Résultats de l'interaction sous charge verticales :

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	voiles	Portiques	voiles
EN 1	40471,5471	9683,3095	80,69317678	19,3068232

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voiles-portiques sous charge verticale est vérifiée au niveaux de la base.

Sous charges horizontale :

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

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

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations

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

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.6. Résultats de l'interaction sous charges horizontales

niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	portiques	voiles	portiques	Voiles	portiques %	voiles %	portiques %	voiles %
EN 1	749,3997	948,6887	660,6847	1226,3108	44,1319	55,86803961	35,0125	64,987
EN 2	972,634	718,0903	801,7609	1095,4256	57,5276	42,4723475	42,26	57,739
RDC	1149,9926	556,1537	1203,2619	981,7164	67,40293	32,59706978	55,06	44,9302
1	943,3833	740,4325	781,7186	1106,1996	56,02651	43,9734857	41,406	58,593
2	961,8685	640,3451	869,3485	905,392	60,0337	39,96627541	48,984	51,015

3	936,2897	564,3427	833,2682	820,1029	62,3930	37,60699156	50,398	49,601
4	870,7306	502,7226	735,4754	767,569	63,3971	36,60281981	48,93	51,067
5	769,3491	479,8763	706,5937	652,0092	61,58609	38,41390833	52,008	47,991
6	677,537	380,2833	561,028	580,0613	64,0502	35,94970715	49,166	50,833
7	529,0488	332,16	490,0	430,204	61,43095	38,56904388	53,249	46,750
8	426,4056	206,358	356,9537	317,8315	67,38782	32,61217934	52,8982	47,101
9	330,7858	80,4861	319,5679	108,8258	80,429954	19,570046	74,5967	25,4032

Analyse des résultats :

On remarque que, l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

III.3.3.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art 4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

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

Tableau III.7. Vérification des déplacements :

h _k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
	δ_{ek} (m)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (m)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
337	0,757	0,0757	0	0,01	2,9E-3	0,631	0,0757	0	0,01	2,9E-3
289	2,042	0,2042	0,0757	0,01	3,4E-3	1,719	0,2042	0,0757	0,01	3,4E-3
289	3,478	0,3478	0,2042	0,02	6,9E-3	2,884	0,3478	0,2042	0,02	6,9E-3
289	4,988	0,4988	0,3478	0,02	6,9E-3	4,223	0,4988	0,3478	0,02	6,9E-3
289	6,509	0,6509	0,4988	0,02	6,9E-3	5,528	0,6509	0,4988	0,02	6,9E-3
289	7,991	0,7991	0,6509	0,03	0,0103	6,777	0,7991	0,6509	0,03	0,0103
289	9,48	0,948	0,7991	0,03	0,0103	7,955	0,948	0,7991	0,03	0,0103
289	10,858	1,0858	0,948	0,04	0,0138	9,033	1,0858	0,948	0,04	0,0138
289	12,103	1,2103	1,0858	0,04	0,0138	10,017	1,2103	1,0858	0,04	0,0138
289	13,145	1,3145	1,2103	0,05	0,0173	11,006	1,3145	1,2103	0,05	0,0173
289	13,983	1,3983	1,3145	0,05	0,0173	11,896	1,3983	1,3145	0,05	0,0173
289	14,682	1,4682	1,3983	0,0699	0,0241	12,688	1,4682	1,3983	0,069	0,0241

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

III.3.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

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

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : 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_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

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

niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	sens x-x			sens y- y		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ
EN 1	3.37	47507,4671	0,01	1748,5559	0,000806218	0,01	1932,0701	0,000729641
EN 2	2.89	44045,3972	0,01	2159,2004	0,000705846	0,01	2294,2369	0,0006643
RDC	2.89	43200,625	0,02	2088,9717	0,001431165	0,02	2222,9485	0,001344909
1	2.89	38684,4339	0,02	1986,1717	0,001347881	0,02	2114,1922	0,001266263
2	2.89	34148,2266	0,02	1857,8156	0,001272031	0,02	1981,9739	0,001192346
3	2.89	29897,5794	0,03	1715,4445	0,001809184	0,03	1832,8782	0,001693269
4	2.89	25435,1808	0,03	1551,0338	0,001702303	0,03	1655,9019	0,001594497
5	2.89	21039,2422	0,04	1369,6979	0,002126021	0,04	1461,151	0,001992953
6	2.89	16711,1517	0,04	1169,0388	0,001978516	0,04	1244,3391	0,001858788
7	2.89	12559,9869	0,05	936,9194	0,002319312	0,05	996,2025	0,002181292
8	2.89	8354,2833	0,05	663,5421	0,002178276	0,05	705,844	0,00204773
9	2.89	4086,6922	0,0699	356,8517	0,002769896	0,0699	373,9611	0,002643168

❖ **Analyse des résultats :**

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

➤ **III.4 Conclusion :**

Dans ce chapitre on a étudié notre structure modélisée sous charge dynamique afin de satisfaire toutes les exigences du **RPA99/Version 2003** pour cela on a augmenté les sections des poteaux et des poutres et opté pour une meilleure disposition des voiles.

Cela va nous permettre d'extraire les différents résultats (force moments...etc.), afin de vérifier et ferrailer les éléments structuraux dans le chapitre qui suit.

Les sections finales à retenir sont illustrées dans le tableau qui suit :

Tableau III.9 les sections finales des poteaux

Niveaux	Entre sol 1 et 2	RDC+ Étages1	Étages 2 et 3	Étage 4	Étage 5	Étage 6	Étage 7	Étage 8	Étage 9
Dimensions	70× 65	65 × 65	65 × 60	60 × 60	60 × 55	55×55	55×50	50×50	50×45

- Pour les poutres : poutre principale (30x45) cm²
Poutre secondaire (30x35) cm²
- Pour les voiles : on a opté une épaisseur de 15 cm.

Chapitre IV :

Etude des éléments Principaux

IV.1. Introduction :

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

IV.2. Etude des poutres :

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

Les combinaisons de calcules :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \end{array} \right.$$

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

Poutres principales. **(45*30)**

Poutres secondaires. **(35*30)**

IV.2.1 les sollicitations max et le ferrailage dans les poutres :

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

Niv.	Poutres	Section (cm ²)	Local	Comb	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
RDC et étage	P.P	45*30	Appui	ELA	-159.37	332.4	6.75	10.27	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	ELA	121.92			7.67	3HA14+3HA12=8.01
	P.S	35*30	Appui	ELA	-55.59	194.4	5.25	4.501	3HA14=4.62
			Travée	ELA	47.835			3.211	3HA12=3.39
Terrasse	P.P	45*30	Appui	ELA	-62.545	42.94	6.75	3.8	3HA14 = 4.62
			Travée	ELA	26.322			1.569	3HA12=3.39
	P.S	35*30	Appui	ELA	-25.213	24.34	5.25	1.983	3HA14=4,62
			Travée	ELA	18.07			1.41	3HA12=3.39
Entresol	P.P	45*30	Appui	ELA	-90.47	90.41	6.75	5.586	3HA14 = 4.62
			Travée	ELA	73.059			4.467	3HA12=3.39
	P.S	35*30	Appui	ELA	-30.997	47.35	5.25	2.45	3HA14=4,62
			Travée	ELA	25.516			2.01	3HA12=3.39

Recommandation du RPA99 :

Armatures longitudinales :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales} \implies A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \implies A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

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

✓ **Poutres principales :**

$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$ Zone courante.

$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$ Zone de recouvrement.

✓ **Poutres secondaires :**

$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$ Zone courante.

$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$ Zone de recouvrement

Les longueurs de recouvrement :

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

Donc pour :

$\emptyset = 16 \text{ mm} \implies L_r = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \implies L_r = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \implies L_r = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

Les armatures transversales

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

✓ **Poutres principales :**

$\emptyset \leq \min(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.6, 1.28, 3)$

$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ Soit un cadre de T8 + 1 étrier de T8

✓ **Poutres secondaires :**

$\emptyset \leq \min(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.6, 1, 3)$

On opte pour

Et $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de T8 et une épingle de T8

Calcul des espacements des armatures transversales : (RPA99 Art 7.5.2.1)

✓ **Poutres principales :**

Zone nodale : $S_t \leq (\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l) = \min(11.25 ; 19.2)$ soit $st = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \implies S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **Poutres secondaires**

Zone nodale : $S_t \leq (\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l) = \min(8.75 ; 19.2)$ soit $st = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{ cm}$.

IV.2.2 Vérification à l'ELU :

Contrainte tangentielle

$$\tau = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{ MPa}\right) = 3.33\text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau.IV.2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_u(\text{KN})$	$\tau (\text{MPa})$	$\bar{\tau} (\text{MPa})$	Observation
Principale	332.4	2.61	3.33	Vérifiée
Secondaire	194.4	1.99	3.33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_l > \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots \text{Appuis de rives}$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaires}$$

Tableau.IV.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Poutres	$A_l(\text{cm}^2)$	$V_u(\text{KN})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_l^{rive}(\text{cm}^2)$	$A_l^{inter}(\text{cm}^2)$	Observation
Principale	10.65	332.4	-159.37	8.31	-2.11	Vérifiée
Secondaire	4.62	194.4	-55.59	4.86	0.108	Vérifiée

IV.2.3. Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton :

Tableau.IV.4. Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I(\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation
Principale	Appui	-109.2071	152904.84	16.61	11.856	15	Vérifiée
	Travée	79.3941	127394.89	12.61	7.8567	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-24.0082	46245.849	11.89	6.1726	15	Vérifiée
	Travée	12.4214	35370.660	8.937	3.1385	15	Vérifiée

Etat limite de déformation :

Poutre principale :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0.087 \geq 0.06 \quad \text{Vérifiée}$$

$$G_{mur}=6,71\text{ KN/m} ; G_0=25 \times 0,3 \times 0,45=3.375\text{ KN/m} ; Q=2,5\text{ KN/m} \quad G=19.8105\text{ KN/m}$$

$$G_T=29.4695\text{ KN/m} ; q_s = G_T+Q = 31.9695\text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{31.9695 \times 5,15^2}{8} = 105.988\text{ KN.m} ; M_t = 11.3532\text{ KN.m}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots 0.08737 \geq 0.01071 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots 0.00835 \leq 0.01 \quad \text{Vérifiée}$$

Poutre secondaire

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0.082 \geq 0.06 \quad \text{Vérifiée}$$

$$G=5.62\text{ MN/m} ; G_0=25 \times 0,35 \times 0,3=2.625\text{ KN/m} ; Q=2,5\text{ KN/m} ; q_s = G_T+Q = 10.745\text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{10.745 \times 4,85^2}{8} = 31.593\text{ KN.m} ; M_t = 2.8153\text{ KN.m}$$

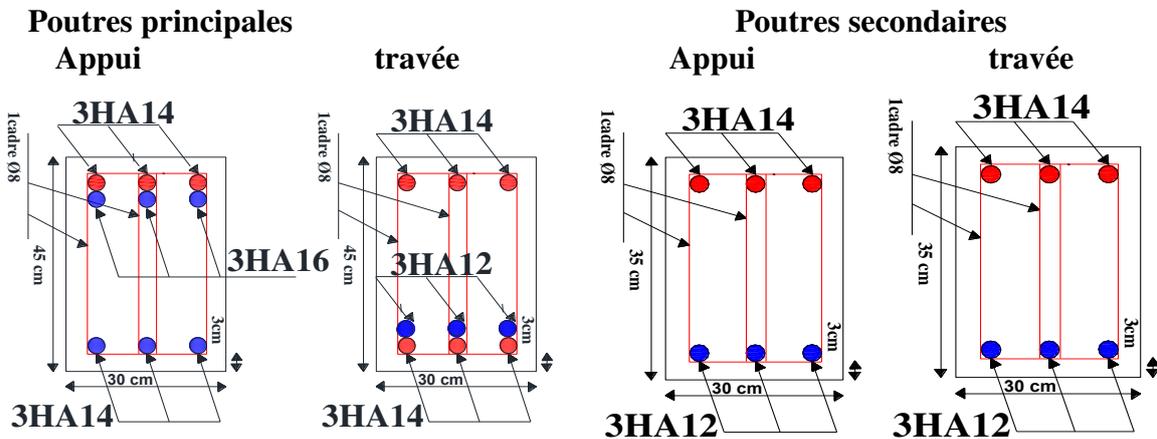
$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots 0.07216 \geq 0.00891 \quad \text{Vérfiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots 0.00821 \leq 0.01$$

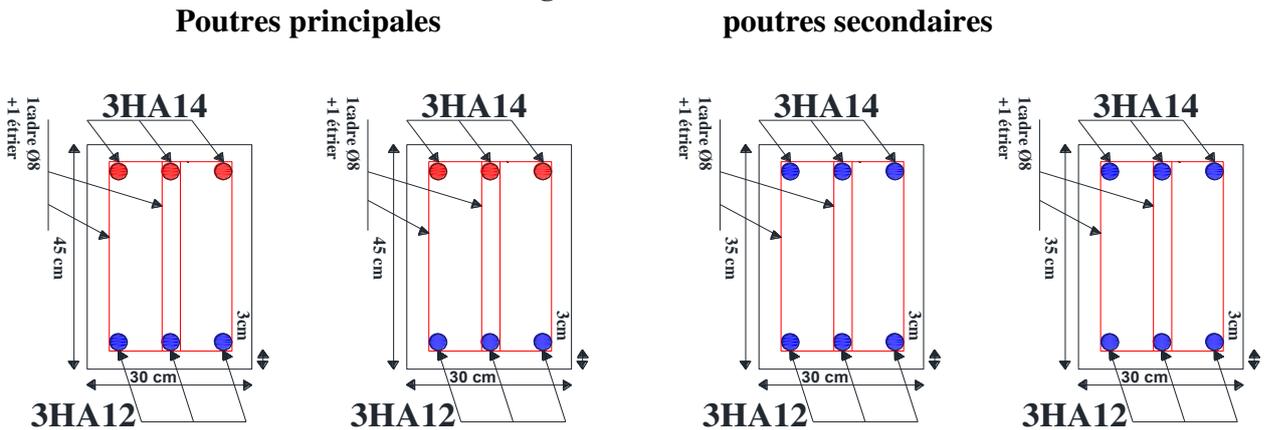
Tous les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche.

IV.2.4 Schéma de ferrailage :

Ferrailage des poutres du RDC :



Ferrailage de la terrasse :



Ferrailage de l'entre sol 1 :

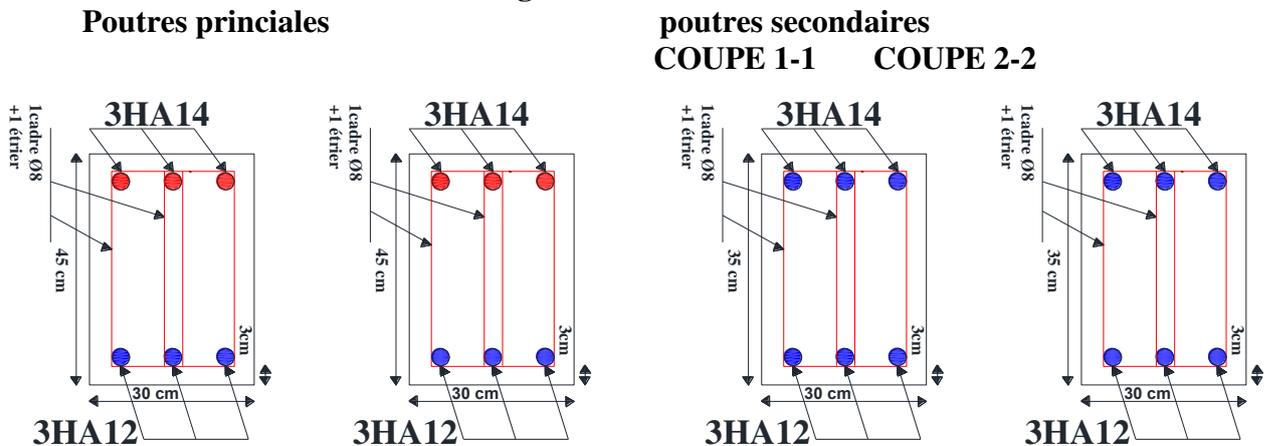


Figure.IV.1. Schéma de ferrailage des poutres.

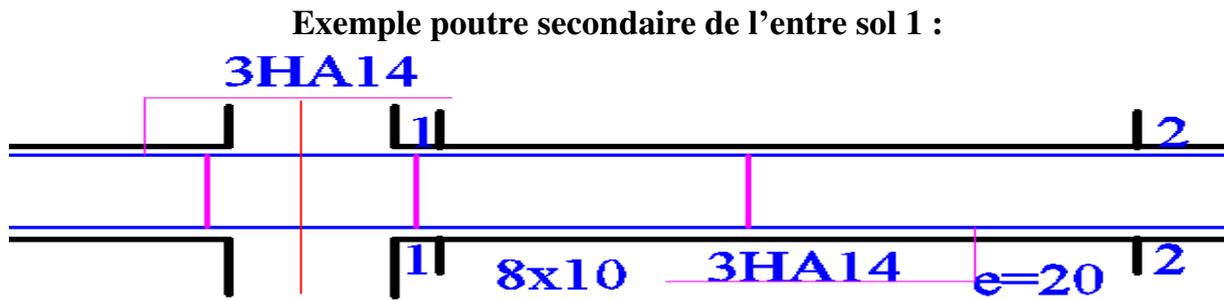


Figure.IV.2. Exemple poutre secondaire de l'entre sol 1.

IV.3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des moments fléchissant, ils sont donc calculés en flexion composée, les efforts normaux(N) et les moments fléchissant(M) sont donner par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le sap2000 comme suite :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

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

$$\left\{ \begin{array}{l}
 N_{max} \implies M_{corr} \dots \dots A_1 \\
 N_{min} \implies M_{corr} \dots \dots A_2 \implies A = \max(A_1, A_2, A_3) \\
 M_{max} \implies N_{corr} \dots \dots A_3
 \end{array} \right.$$

IV.3.1. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux :

	Secti on (cm ²)	sollicitatio n	N (KN)	M (KN.m)	V (K N)	Combin aison	Type de	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres
Entresol 1 et 2	70*65	N _{max} → M _{cor}	3309.19	57.724	220.8752	ELA	SPC	0	39,2	8HA20+ 8HA16
		N _{min} → M _{cor}	-686.127	55.01		ELA	SET	23.6 2		

RDC + étage 1	65*65	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	329.444	1209.181	409.353	ELA	SPC	0	36,4	=41.21
		$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	2323.19	24.313		ELU	SPC	0		
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-92.441	18.88		ELA	SPC	2.95		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	989.848	903.822		ELA	SPC	0		
Etage 2,3	65*60	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	1778.84	15.398	236.1085	ELU	SPC	0	33,8	8HA20+ 4HA16+ 4HA14 =39.33
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-161.963	22.192		ELA	SET	20.4 7		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	189.601	834.358		ELA	SPC	0		
Etage 4	60*60	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	1298.33	25.145	75.514	ELU	SPC	0	31,2	8HA20+ 4HA16+ =33.17
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	35.842	17.754		ELA	SPC	0		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	94.486	616.387		ELA	SPC	0		
Etage 5	60*55	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	1064.00	23.158	63.0801	ELU	SPC	0	28,8	8HA20+ 4HA14 =31.29
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	25.376	16.325		ELA	SPC	0		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	80.381	520.373		ELA	SPC	0		
Etage 6	55*55	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	836.441	19.989	56.917	ELU	SPC	0	26,4	4HA20+ 8HA16 =28.65
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	31.967	17.735		ELA	SPC	0		

		$M_{\max} \rightarrow$ N_{cor}	76.983	411.36		ELA	SPC	0		
Étage 7	55*50	$N_{\max} \rightarrow$ M_{cor}	614.297	21.633	51.0987	ELU	SPC	0	24,2	8HA16+ 8HA14 =28.4
		$N_{\min} \rightarrow$ M_{cor}	1.482	16.979		ELA	SPC	0.79 9		
		$M_{\max} \rightarrow$ N_{cor}	61.833	299.034		ELA	SPC	0		
Étage 8	50*50	$N_{\max} \rightarrow$ M_{cor}	396.383	17.619	46.75	ELU	SPC	0	22	8HA16+ 4HA14 =22.24
		$N_{\min} \rightarrow$ M_{cor}	32.373	15.604		ELU	SPT	0		
		$M_{\max} \rightarrow$ N_{cor}	56.053	191.464		ELU	SPC	0		
Étage 9	50*45	$N_{\max} \rightarrow$ M_{cor}	197.839	48.641	44.894	ELU	SPC	0	20	4HA16+ 8HA14 =20.36
		$N_{\min} \rightarrow$ M_{cor}	21.729	25.117		ELA	SPC	0.83 3		
		$M_{\max} \rightarrow$ N_{cor}	58.146	149.004		ELU	SPC	0		

IV.3.1.1 Exemple de calcul :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau d'EN1 (70×65) cm² comme exemple de calcul et les autres sont résumés dans le tableau précédent :

Données :

Soit : $N_{\max} = 3309.194$ KN ; $M_{\text{cor}} = 57.724$ KN.m

$b = 65$ cm ; $h = 70$ cm ; $d = 67$ cm ;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.017$ m < $\frac{h}{2} = 0.35$ m \Rightarrow Le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 1.1167$$
 MN.m

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 1.00$$
 MN.m

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = (0.337 \times 0.7 - 0.81 \times 0.03) \times (0.7) \times (0.7) \times 18.48 = 1.1779 \text{ MN.m}$$

Donc :

$1.00 < 1.779 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.207 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.293 \\ z = 0.591 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 47.204 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -35.525 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend $A = 0$

Ce tableau résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

Tableau.IV.6. Ferrailage transversal des poteaux :

Niveau	EN1+2	RDC+Etg1	Etage 2+3	Etage 4	Etage 5	Etage 6	Etage 7	Etage 8	Etage 9
Section	70*65	65*65	65*60	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50	50*45
ϕ_l^{min} (cm)	2	2	2	2	1.6	1.6	1,6	1.6	1.6
lf(cm)	235,9	202,3	202,3	202,3	202,3	202,3	202,3	202,3	202,3
λ_g	3,37	2,89	3,11	3,11	3,371	3,371	3,678	3,678	4,046
V (KN)	220.875	409.353	236.108	75.51	63.08	56.92	51.099	46.75	44.89
$t_{z,nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$t_{z,recouv}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
P	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	2,96	5,48	3,41	1,09	0,99	0,89	0,87	0,21	0,22
A_t^{min} (cm ²)	4,273	5,2	4,8	4,8	4,4	4,4	4	4	3,6
A_t^{adop} (cm ²)	8 HA10 = 4.71	8HA10 = 6.28	8HA10 = 6.28	7HA10 = 5.5	6HA10 = 5.5	6HA10 = 5.5	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71	6HA10 = 4.71

IV.3.2. Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élançement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

l_f : longueur de flambement.

As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Br = (b - 2) × (h - 2) ⇒ section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.7. Vérification au flambement :

Ni	v	h (m)	b (m)	lf (m)	Λ	α	As (cm ²)	Br (m)	Nu (KN)	Nd(KN)	Obs.
E	N 1	70	65	235,9	12,56	0,829	39,84	4284	7722,406311	2785,3001	vérifiée
R	D C	65	65	202,3	10,77	0,834	33,17	3969	7093,872532	2323,1909	vérifiée
E	t g	65	60	202,3	11,67	0,832	45,74	3654	6949,563497	1778,8482	vérifiée
E	tg 4	60	60	202,3	11,67	0,832	45,74	3364	6503,004361	1298,3335	vérifiée
Et	g5	60	55	202,3	12,73	0,828	49,76	3074	6147,314814	1064,0004	vérifiée
Et	g6	55	55	202,3	12,73	0,828	53,78	2809	5856,721548	836,4411	vérifiée
Et	g7	55	50	235,9	235,9	16,32	0,815	39,84	4966,25446	614,2969	vérifiée
Et	g8	50	50	202,3	202,3	14,00	0,824	33,17	4464,498131	396,3827	vérifiée
Et	g9	50	45	202,3	202,3	15,55	0,818	45,74	4426,354587	134,6519	vérifiée

V.3.3. Vérification des contraintes :

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ça sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' > 0 \end{cases}$$

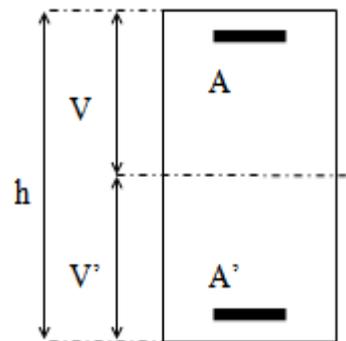
Tel que :

S = b × h + 15(A + A') : Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$



Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.8. Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	EN1+2	RDC+Et g1	Etg2+3	Etg4	Etg5	Etg6	Etg7	Etg8	Etg9
Sections (cm ²)	70*65	65*65	65*60	60*60	60*55	55*55	55*50	50*50	50*45
d (cm)	67	62	62	57	57	52	52	47	47

d' (cm)	3	3	3	3	3	3	3	3	3
A (cm ²)	20.61	19.67	18.85	16.585	15.645	14.325	14.2	11.12	10.18
A' (cm ²)	20.61	19.67	18.85	16.585	15.645	14.325	14.2	11.12	10.18
N _{ser} (KN)	2038,506	1700,906	1302,084	950,37 6	778,8628	612,34 0	449,80 7	290,39	145,22 4
M _{ser} (KN.m)	38,3022	17,9972	11,3268	18,287 9	16,7882	14,401 4	15,657 1	12,722 1	35,718 2
V (cm)	35	35	32.5	32.5	30	30	27.5	27.5	25
V' (cm)	35	35	32.5	32.5	30	30	27.5	27.5	25
M _G ^{ser} (KN.m)	38,3022	17,9972	11,3268	18,287 9	16,7882	14,401 4	15,657 1	12,722 1	35,718 2
I _{yy'} (cm ⁴)	2490902. 3	2291708. 2	1865120. 8	167177 9.4	1332156. 15	990000	103666 .17	820080 .57	61653. 6
S (cm ²)	5168.15	4814.95	4465.35	4097.5	3769.35	3454.7	3083.6	2833.6	2555.4
σ _{bc1} (MPa)	4.43	6.28	4.88	5.87	6.78	6.45	7.09	6.34	12.9
σ _{bc2} (MPa)	-1.37	-0.78	-0.95	-1.24	-3.02	-2.98	-4.67	-4.67	-17.02
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifié e	Vérifiée	Vérifié e	Vérifié e	Vérifié e	Vérifié e

IV.3.3 Vérification des contraintes de cisaillements :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \text{RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2),}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.9. Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveaux	Section (cm ²)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs.
EN 1+2	70*65	3,37	0.04	67	220.8752	0.51	1	Vérifiée
RDC+ETG1	65*65	2,89	0.04	63	409.353	0.99	1	Vérifiée
Etage 2+3	65*60	3,11	0.04	63	236.1085	0.625	1	Vérifiée
Etage 4	60*60	3,11	0.04	57	75.514	0.221	1	Vérifiée
Etage 5	60*55	3,371	0.04	57	63.0801	0.201	1	Vérifiée
Etage 6	55*55	3,371	0.04	52	56.917	0.199	1	Vérifiée
Etage 7	55*50	3,678	0.04	52	51.0987	0.196	1	Vérifiée
Etage 8	50*50	3,678	0.04	47	46.75	0.198	1	Vérifiée
Etage 9	50*45	4,046	0.04	47	44.894	0.212	1	Vérifiée

Pour éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux en tolérant leurs formations dans les poutres, il convient de vérifier que la somme des moments résistants ultimes des poteaux ou des montants aboutissant aux nœuds et au moins égale en valeur absolue à la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectées d'un coefficient de majoration de 1.25.

Le RPA99/version2003 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

IV.3.4 Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton ;
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1$

Les tableaux ci-dessous illustre les moments résistants dans les poteaux et les poutres :

Tableau.IV.10. Moment résistant dans les poteaux :

Niveaux	poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
EN1+2	0,7	0.63	41.21	400	1038.492
RDC + étage1	0,65	0.585	39.33	400	920.322
Étages 2+3	0,65	0.585	37.69	400	881.946
Étage 4	0,60	0.54	33.17	400	716.472
Étage 5	0.60	0.54	31.29	400	675.864
Étage 6	0.55	0.495	28.65	400	567.27
Étage 7	0.55	0.495	28.4	400	562.32
Étage 8	0.50	0.45	22.24	400	400.32
Étage 9	0.50	0.45	20.36	400	366.48

Tableau.IV.11. Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	As (m ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
RDC+	P.P	0,45	0.405	10.65	400	172.53
Étages courants	P.S	0,4	0,36	8.01	400	115.344
	PP	0,45	0,405	7.67	400	124.254
Terrasse incc + EN	PS	0,4	0,36	3.39	400	48.816

Tableau.IV.12. Vérification des zones nodales (poutres principales)

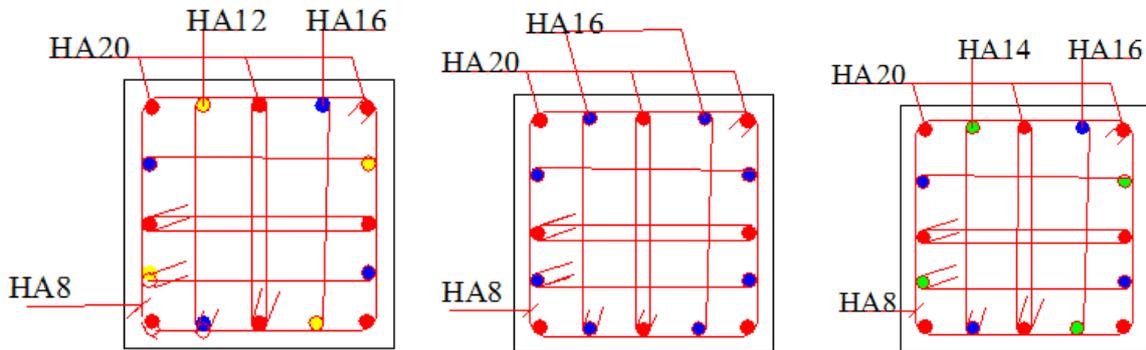
Niveaux	Poutres principales						Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1,25(M _w +M _e) (KN.m)	
EN1	1038.492	1038.492	2076.984	172.53	124.254	370.98	vérifiée
EN2	920.322	1038.492	1958.814	172.53	124.254	370.98	vérifiée
RDC	920.322	920.322	1840.644	172.53	124.254	370.98	vérifiée
Étage 1	881.946	920.322	1802.286	172.53	124.254	370.98	vérifiée
Étage 2	881.946	881.946	1763.892	172.53	124.254	370.98	vérifiée
Étage 3	716.472	881.946	1598.418	172.53	124.254	370.98	vérifiée
Étage 4	675.864	716.472	1392.336	172.53	124.254	370.98	vérifiée

Etage 5	567.27	675.864	1243.184	172.53	124.254	370.98	vérifiée
Etage 6	562.32	567.27	1129.59	172.53	124.254	370.98	vérifiée
Etage 7	400.32	562.32	962.64	172.53	124.254	370.98	vérifiée
Etage 8	366.48	400.32	766.8	172.53	124.254	370.98	vérifiée

Tableau.IV.13. Vérifications des zones nodales (poutres secondaires)

Niveaux	Poutres secondaires						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
EN1	1038.492	1038.492	2076.984	115.344	48.816	205.2	vérifiée
EN2	920.322	1038.492	1958.814	115.344	48.816	205.2	vérifiée
RDC	920.322	920.322	1840.644	115.344	48.816	205.2	vérifiée
Etage 1	881.946	920.322	1802.286	115.344	48.816	205.2	vérifiée
Etage 2	881.946	881.946	1763.892	115.344	48.816	205.2	vérifiée
Etage 3	716.472	881.946	1598.418	115.344	48.816	205.2	vérifiée
Etage 4	675.864	716.472	1392.336	115.344	48.816	205.2	vérifiée
Etage 5	567.27	675.864	1243.184	115.344	48.816	205.2	vérifiée
Etage 6	562.32	567.27	1129.59	115.344	48.816	205.2	vérifiée
Etage 7	400.32	562.32	962.64	115.344	48.816	205.2	vérifiée
Etage 8	366.48	400.32	766.8	115.344	48.816	205.2	vérifiée

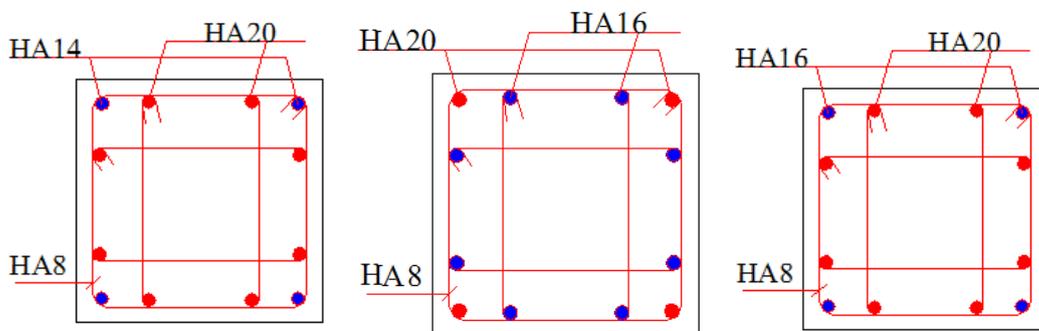
IV.3.4 Ferrailages des poteaux :



POT 70*65

POT 65*65

POT 65*60



POT 60*60

POT 60*55

POT 55*55

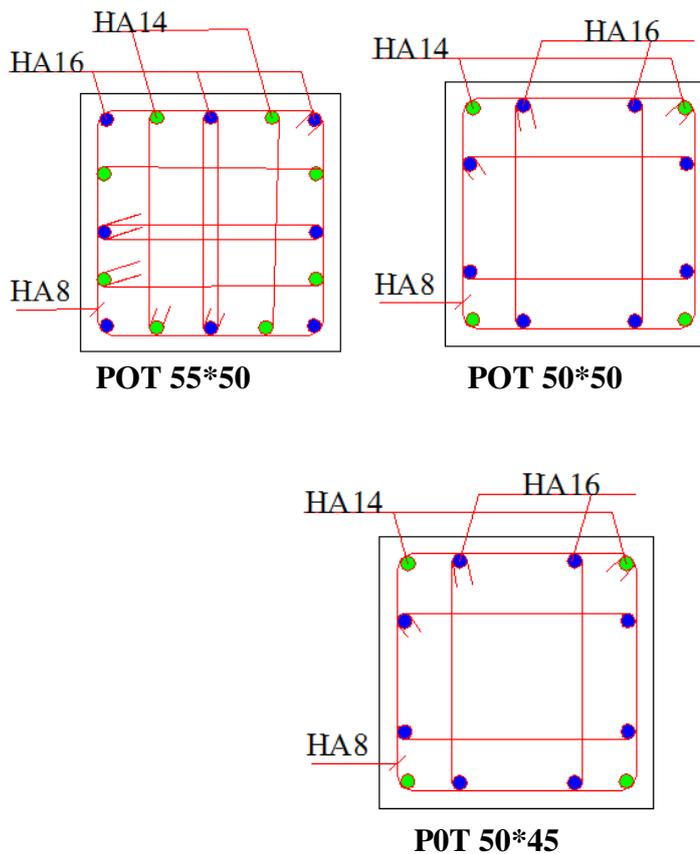


Figure.IV.3. Schéma de ferrailage des poteaux.

IV.4. Etude des voiles :

IV.4.1 Définition ;

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (l, a : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

IV.4.2 Exigence du RPA :

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4. A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D’où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ ①
- $G + Q \pm E$ ②
- $0,8G \pm E$ ③

Le ferrailage qu’on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \dots\dots A_1 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \dots\dots A_2 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \dots\dots A_3 \end{array} \right. \implies A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

IV.4.3. Recommandation du RPA99 version 2003 :

Armatures verticales :

La section d’armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l’espacement ne doit pas être supérieur à l’épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

- l_t : longueur de la zone tendue,
- e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l’espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n’ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14. Sollicitations du voile Vx1 de l’entresol.

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1500,286	18,2003	750,5719	855,2837	538,6384	746,9928	273,5331

IV.4.4 Ferrailages :

Le calcul de ferrailage se fera sous N_{min} et M_{cor} , à la flexion composée pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{min}) du **RPA99** et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

IV.4.4.1 Exemple de calcul :

Données :

$$N_{mix} = 538.63841 \text{ KN} \quad ; \quad M_{cor} = 746,9928 \text{ KN.m.}$$

$$l = 2 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; d = 1.95 \text{ m} ; d' = 0.05 \text{ m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{746.9928}{538.6384} = 1.38 \text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

Avec:

$$Nu (d-d') - \mu_{uA} \dots 1$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} \dots 2$$

$$(1) \rightarrow -0.23 \text{ MN.m}$$

$$(2) \rightarrow 3.512 \text{ MN.m}$$

\Rightarrow N effort de traction et c le centre de pression est à l'extérieur de la section et (1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 538.6384 + 746.9928 \times \left(1.95 - \frac{2}{2} \right) = 1258.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.25869}{0.15 \times (1.95)^2 \times 18.48} = 0.119$$

$$\mu_{bu} = 0,118 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.159$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.83 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.25869}{1.83 \times 400} = 17.23 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.78 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow A = 3.78 \text{ cm}^2$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{538.6384 \times 10^{-3}}{2 \times 0.15} + \frac{746.99 \times 10^{-3}}{0.1} \times 1 = 9.262 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{538.6384 \times 10^{-3}}{2 \times 0.15} - \frac{746.99 \times 10^{-3}}{0.1} \times 1 = -5.67 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrillé symétriquement.

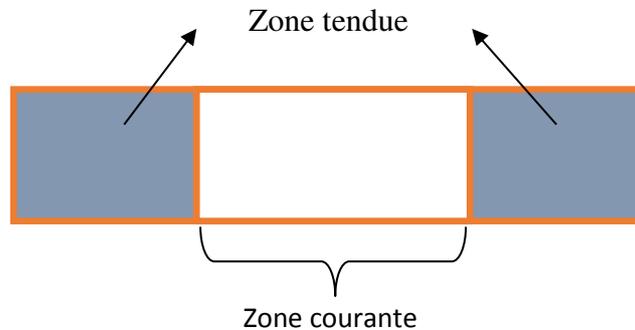


Figure.IV.4. Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{5.67 \times 2}{5.67 + 9.262} = 0.759 \text{ m} \\ l_c = 2 - 2 \times 0.759 = 0.482 \text{ m} \end{cases}$$

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(15 \times 75.9) = 2.277 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(15 \times 48.2) = 0.723 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(15 \times 2) = 4.5 \text{ cm}^2$

Espacement des barres verticales :

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures horizontales :

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 273.5331 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.95} = 1.31 \text{ MPa}$$

Espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_h = \frac{1.31 \times 0.2 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrillage des voiles restants sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau.IV.15. Ferrillage du voile Vx1

Voile Vx1					
Section	EN1	EN2+RDC +Etage1	Etage 2+3+4	Etage 5+6+7	Etage 8+9

l(m)	2	2	2	2	2
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	538,6384	628,5825	430,1131	263,031	88,441
M(KN.m)	746,9928	49,9244	227,4988	128,1404	56,5918
d (m)	1.95	1.95	1.95	1.95	1.95
V(KN)	273,5331	239,9117	189,8941	118,4466	48,4137
τ (MPa)	1.31	1.15	0.91	0.57	0.23
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	3.78	0	0	0	0
A^{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
I (m ⁴)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
v(m)	1	1	1	1	1
σ_1 (MPa)	9.26	2.59	3.71	2.16	0.86
σ_2 (MPa)	-5.67	1.59	-0.84	-0.41	-0.27
l_t (m)	0.759	0.76	0.37	0.31	0.48
l_c (m)	0.48	0.47	1.26	1.37	1.04
A_{tendu}^{min} (cm ²)	2.27	2.85	1.11	0.94	1.44
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	0.72	0.71	1.89	2.05	1.56
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	1.63	1.08	0.852	0.53	0.22
A_h^{min} (cm ²)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adopté}$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

Tableau.IV.16. Ferrailage de voile Vy2

Voile Vy2					
Section	EN1	EN2+RDC +Etage1	Etage 2+3+4	Etage 5+6+7	Etage 8+9
l(m)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	212,9116	22,9363	264,4561	191,5265	70,9393
M(KN.m)	576,5541	435,3393	356,5147	163,7102	78,9292
d (m)	3.45	3.45	3.45	3.45	3.45
V(KN)	256,8279	274,7173	291,769	129,0028	71,0691
τ (MPa)	1.55	1.65	1.76	0.76	0.43
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	7.29	6.99	2.76	0	0
A^{min} (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
I (m ⁴)	0.0512	0.0512	0.0512	0.0512	0.0512
v(m)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
σ_1 (MPa)	9.89	6.89	6.67	3.35	1.53
σ_2 (MPa)	-8.12	-6.7	-4.46	-1.76	-0.94

l_t (m)	0.72	0.79	0.64	0.55	0.61
l_c (m)	0.16	0.022	0.32	0.49	0.38
A_{tendu}^{min} (cm ²)	2.16	2.36	1.92	1.65	1.82
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	0.24	0.033	0.47	0.75	0.57
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	1.45	1.55	1.65	0.73	0.40
A_h^{min} (cm ²)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adopté}$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

IV.4.5 Exemple de ferrailage :

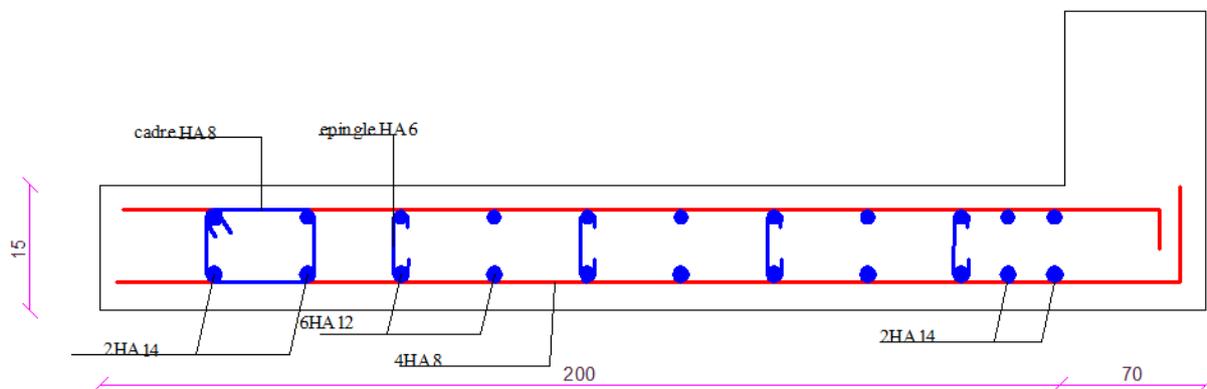


Figure.IV.5. Exemple de ferrailage du voile V_{x1}.

IV.4.6 Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations,
- Ils sont ferrillés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques,
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre V :

Etude des fondations

V.1 Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol, Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

V.2. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2 **bar** pour une profondeur au moins de 2.5 **m** par rapport à la côte du terrain naturel.

V.3. Etude des fondations :

✓ Combinaisons de calcul :

D'après le **RPA99/V2003 (Art 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées, sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

V.3.1 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 obtenue par le logiciel **ETABS V16**.

$$N = 2576.1832 \text{ KN}$$

$$P_{fich \text{ pot}} = 25 \times 0.7 \times 0.65 \times 1 = 11.375 \text{ KN}; N_{tot} = 2587.55824 \text{ KN}$$

S : surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{A}{a} b \dots \dots \dots \textcircled{2}$$

Avec :

a, b : dimensions d'avant poteau.

On remplace $\textcircled{2}$ dans l'équation $\textcircled{1}$ on trouve :

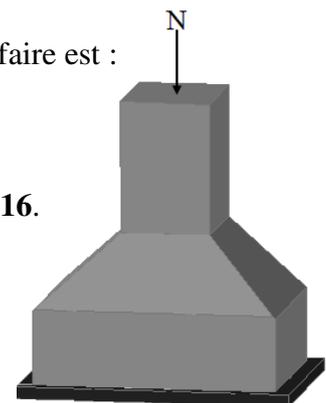


Figure.V.1: Vu en 3D d'une semelle filante

$$A \geq \sqrt{\frac{N \times a}{\sigma_{sol} \times b}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{2587.5582 \times 0.65}{200 \times 0.7}}$$

$$\Rightarrow A \geq 3.47$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 1,3 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

V.3.2 Vérification de la semelle filante :

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS V16**, pour tirer les efforts normaux situé sous les fils des portiques.

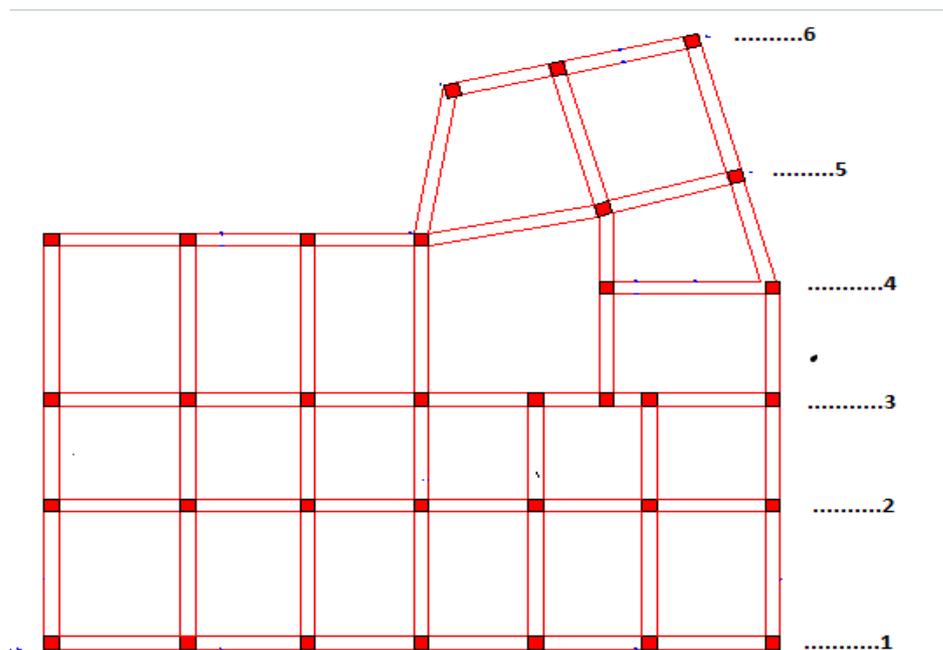


Figure.V.2: Les différentes files des semelles filantes.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.1. Les sommes des efforts normaux sur les différentes files des semelles filantes.

Les files	1	2	3	4	5	6
La somme KN	9703.8261	8194.1109	12635.9768	3470.6636	11766.4315	3449.1555

D'après les résultats de tableau précédant on constate que la file numéro 5 est la plus sollicitée.

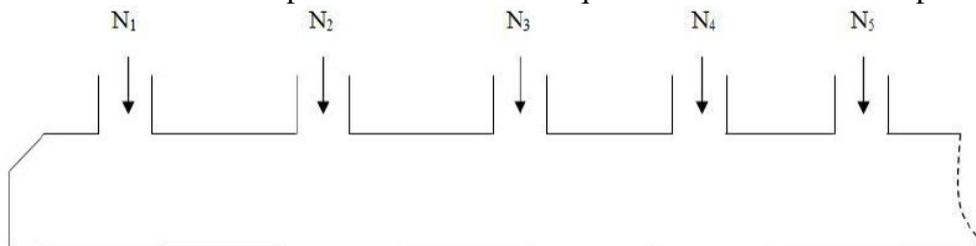


Figure.V.3: Vu en 3D d'une semelle filante.

La surface totale des semelles se calcul par la formule suivante :

Données : L = 20,6 m ; N = 12635.9768 KN ; σ_{sol} = 200 KPa ;

$P_{fich\ pot} = 25 \times 0.7 \times 0.65 \times 1 \times 6 = 68.25KN$; $P_{nervure} = 25 \times 0.75 \times 0.55 \times 18.8 = 193.875KN$

On a :

$$S_{Semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{12898.10}{200 \times 20} \Rightarrow B \geq 3.22 \text{ m}$$

Remarque :

L'entraxe minimal des poteaux est de 2.6 m, on remarque qu'il y'aura chevauchement entre les semelles filantes, ce type de fondations ne convient pas aussi à notre cas.

Donc on opte pour un radier général.

V.3.3 Etude du radier :

Le radier fonctionne 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).

V.3.3.1 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_r : hauteur de la dalle.

h_t : hauteur des nervures.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ($L_{max} = 5.15 \text{ m}$).

Donc :

$$\begin{cases} h_r \geq \frac{5.15}{20} = 25,75 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{5.15}{10} = 51,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Condition de rigidité :

On dit qu'un radier est rigide si :

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \\ L_e \geq \sqrt[4]{\frac{(4 \cdot E \cdot I)}{(K \cdot b)}} \end{cases}$$

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 $K = 4 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$).

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la semelle.

I : moment d'inertie de la semelle ;

Soit :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12}$$

Avec :

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times (5.15)^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7}} = 75,54 \text{ cm}$$

D'où : $h_t = 80 \text{ cm}$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3.216 \times 10^7 \times (0.80)^3}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3.42 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5.15 \leq \frac{\pi}{2} \times 3.42 = 5.37 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Calcul de la surface du radier :**

On a : $N_S = 52147.1105 \text{ KN}$

Soit :

$$N' = N_S + P_{radier} + P_{nervure} + P_{fich\ pot} + P_{terre} + Q$$

$$P_{terre} = 20 [(328.88 \times 1.45) - (103.225 \times 0.55) - (1 \times 0.67 \times 0.7 \times 30)] = 8129.045 \text{ KN}$$

$$P_{radier} = 25 \times 0.5 \times 275 = 2062.5 \text{ KN}$$

$$P_{nervure} = 25 \times (0.75 \times 69.9 + 0.8 \times 63.5) \times 0.55 = 1419.34 \text{ KN}$$

$$P_{fich\ pot} = 25 \times 0.7 \times 0.65 \times 1 \times 30 = 341.25 \text{ KN}$$

$$Q = 5 \times 275 = 1375 \text{ KN}$$

$$N' = 65474.2455 \text{ KN}$$

On prend: $S_{radier} = S_{batiment\ a\ la\ bas} = 275 \text{ m}^2$

$$S_{radier} \geq \frac{N'}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{65474.2455}{200} = 327.37 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifier un débord est nécessaire}$$

Telle que $D = D \geq \max(h_r/2 ; 30 \text{ cm})$ on a $D \geq \max(30/2 ; 30)$; on opte pour un débord :

$D = 100 \text{ cm}$.

On prend : $S_{radier} = S_{batiment\ a\ la\ bas} + S_{Débord} = 328.88 \text{ m}^2$

V.3.3.2 Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme AUTOCAD, on obtient les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 20406.1013 \\ I_y = 37166.9572 \text{ m}^4 \end{cases} \quad \begin{cases} X_G = 10.5361 \text{ m} \\ Y_G = 7.7939 \text{ m} \end{cases}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{65.4742455}{328.88} + \frac{46.759671}{20406.1013} \times 7.7939 = 0.20 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{65.4742455}{328.88} - \frac{46.759671}{20406.1013} \times 7.7939 = 0.18 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.2 + 0.18}{4} = 0.195 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Sens-Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{65.4742455}{328.88} + \frac{11.2975624}{37166.9572} \times 10.5361 = 0.2 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{65.4742455}{328.88} - \frac{11.2975624}{37166.9572} \times 10.5361 = 0.195 \text{ MPa} \end{cases}$$

On obtient donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.20 + 0.195}{4} = 0.198 \text{ MPa} = \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

V.3.3.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 S_{rad}} = \frac{65474.2455 \times 5.15}{2 \times 328.88} = 512.64 \text{ KN}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{485.63 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.205 \text{ m}$$

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

V.3.3.4 Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : effort normale.

h_t : hauteur total de radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

Le poteau le plus sollicité est le poteau (70x65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2(A + B)$

Tel que :

$$A = a + h_t = 0.65 + 0.8 = 1.45 \text{ m}^2$$

$$B = b + h_t = 0.7 + 0.80 = 1.50 \text{ m}$$

Soit : $U_c = 5.9 \text{ m}^2$ et $N_d = 2576.1832 \text{ KN}$

$$N_d = 2.5761832 \text{ MN} < 0.045 \times 5.9 \times 0.80 \times \frac{25}{1} = 5.31 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

V.3.3.5 Vérification de la poussée hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante : $N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

f_s : Coefficient de sécurité ($f_s = 1.15$) ;

H : Hauteur de la partie ancrée du bâtiment ($H = (5.24) + 0.80 = 6,04 \text{ m}$)

S_{rad} : Surface du radier ($S_{rad} = 328.88 \text{ m}^2$) ;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

$$N = 59373.6425 \text{ KN} \geq 1.15 \times 6,04 \times 328.88 \times 10 = 22844.005 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

V.3.3.6 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 :

$$e = \frac{46.759671}{65.4742455} = 0.71 < \frac{21}{4} = 5,25 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

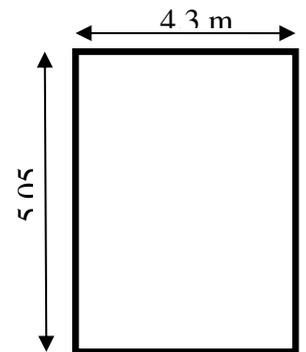


Figure.V.4. Le panneau le plus sollicité.

✓ Sens-Y-Y :

$$e = \frac{11.2975624}{65.4742455} = 0.17 < \frac{15.15}{4} = 3.78m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

V.3.3.7 Ferrailage du radier :

Calcul des sollicitations :

A L'ELU:

On a: $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35(G_{0rad}+G_{0nerv} +G_{0terre}) + 1.5Q$

• **Calcul du poids propre du radier :**

$G_0 = 25 * 0.50 = 12.5 \text{ KN/m}^2$; $G_{0nerv} = 25 * 0.55 = 13.75 \text{ KN/m}^2$; $Q_{comerc} = 5 \text{ KN/m}^2$
 $G_{0terre} = 20 * 0.55 = 11 \text{ KN/m}^2$

Donc :

$$q_u = \frac{71268.5276}{328.88} + 1.35 * (12.5 + 13.75 + 11) + 1.5 * 5 = 274.488 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a:

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.3}{5.05} = 0.85 > 0.4$ → La dalle travail dans les deux sens.

D'où : $\rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$

✓ **Calcul des moments isostatiques :**

$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0506 \times 274.488 \times 4.3^2 = 256.809 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.6864 \times 256.809 = 176.274 \text{ KN.m} \end{cases}$

Les moments corrigés :

$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 218.29 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 169.83 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -128.4 \text{ KN.m} \end{cases}$

Le ferrailage se fait pour une section de (b xh)

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.V.2 Tableau du ferrailage de radier.

Localisation		M _t (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	218.29	14.51	8HA16=16.08	12
	y-y	169.83	11.18	6HA16=12.06	15
Appui		-128.4	8.39	8HA12=9.05	12

Condition de non fragilité :

On a: $\begin{cases} \rho = 85 > 0.4 \\ e = 30 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \end{cases}$ → $\begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.85}{2}\right) \times 0.3 \times 1 = 2.58 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.3 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

en appuis $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26 \text{ cm}^2$

✓ **Effort tranchant :**

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$$

On a :

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{274.488 \times 4.3}{2} \times \frac{(5.05)^4}{(4.3)^4 + (5.05)^4} \Rightarrow V_x = 386.81 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{274.488 \times 5.05}{2} \times \frac{(4.3)^4}{(5.05)^4 + (4.3)^4} \Rightarrow V_y = 238.799 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{386.81 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} = 1.547 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELS :

On a: $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 + G_{0nerv} + G_{terre} + Q$

Donc : $q_s = \frac{52147.1104}{328.88} + 12.5 + 13.75 + 11 + 5 = 200.8 \text{ KN/m}$

Calcul des moments isostatiques :

Les moments corrigés :

$$\begin{matrix} M_{0x} = 213.857 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 166.68 \text{ KN.m} \end{matrix} \rightarrow \begin{matrix} M_t^x = 181.78 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 141.67 \text{ KN.m} \\ M_a = 106.93 \text{ KN.m} \end{matrix}$$

Vérification des contraintes :

Tableau V.3. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	181.78	12.52	319871.20	7.12 < 15	Verifier	18.45 < 201.63	Vérifiée
	y-y	141.67	11.078	253479.182	6.19 < 15	Verifier	18.95 < 201.63	Vérifiée
Appui		106.93	9.78	199572.25	5.24 < 15	Verifier	18.87 < 201.63	Vérifiée

V.3.3.8 Schéma de ferrailage :

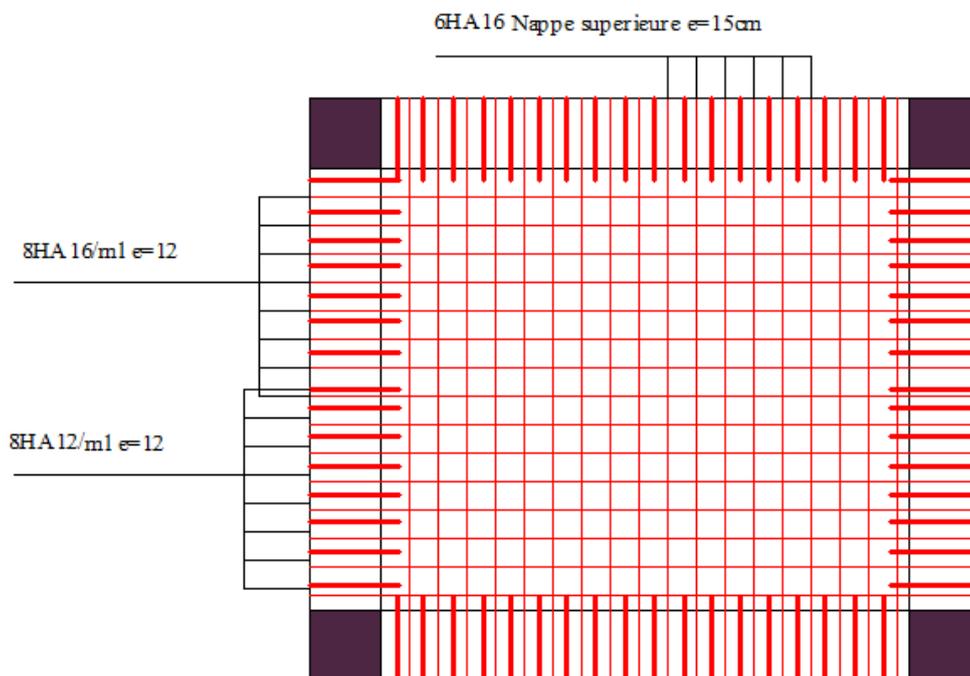


Figure.V.5: Schémas de ferrailage du radier.

V.3.9 Ferrailage du débord :

le débord se calcul comme une dalle pleine , dans notre cas la dalle repose sur 3 appuis ; avec ($\rho = \frac{I_x}{I_y} = \frac{1}{4.2} = 0.24 < 0.4$) donc il est assimilé a une console de 1 m de longueur soumise a la flexion simple

Calcul des sollicitations :

$$Q_u = 274.488 \text{ KN} ; Q_s = 200.8 \text{ KN}$$

$$M_U = \frac{Q_u \times L^2}{2} = 135.11 \text{ KN.m} ; M_S = \frac{Q_s \times L^2}{2} = 100.4 \text{ KN.m}$$

Tableau.V.4 Le résultat de ferrailage son resmée dans le tableau suivant :

Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	A_r (cm ² /ml)	A_r (cm ² /ml)
Nappe inferieure	135.11	8.974	5.52	6HA14=9.24	2.31	4HA12=4.52

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$$

On a : $V_u = Q_u \times l = 274.488 \text{ KN}$; $\tau_u = 0.601 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ pas de risque de repture

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.V.5 Le tableau ci desous resume la vérification des contraintes à l'ELS du débord :

Localisation	M_s (KN.m)	A_{adop} (cm ² /ml)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obser	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	obser
Nappe inferieure	100.4	6HA14=9.24	4.88<15	verifier	260.2>201.63	N veridier

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS

Tableau.V.6

Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation	M_s (KN.m)	β	α	A_{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	obser
Nappe inferieur	100.4	0.0025	0.21	11.89	6HA16=12.06	201.5<201.68	verifier

V.3.9.1 Schéma de ferrailage du débord :

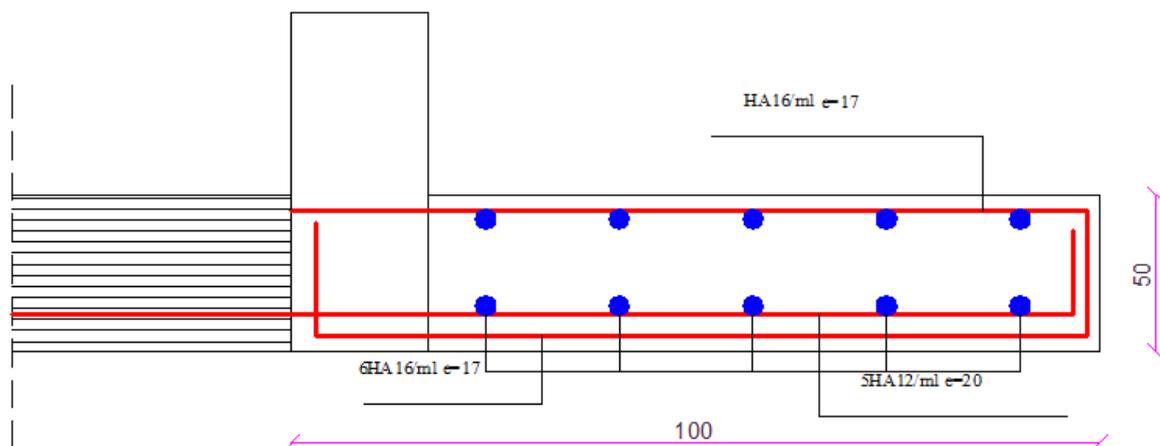


Figure.V.6. Schéma de ferrailage de débord.

V.3.4 Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres en sections T é renversé servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par équivalentes uniformément réparties comme indiqué sur la figure suivante :

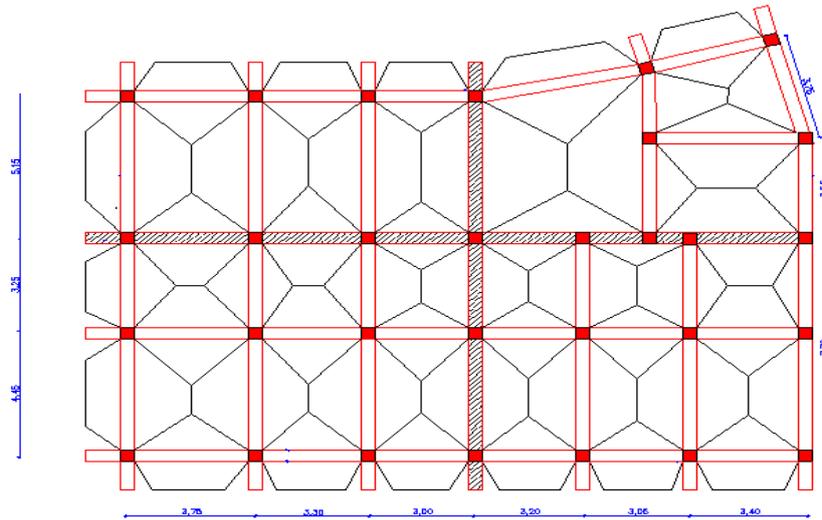


Figure.V.7: Schéma des lignes de ruptures.

V.3.4.1 Méthode de calcul :

- Charges triangulaires :

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

- Charges trapézoïdales :

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

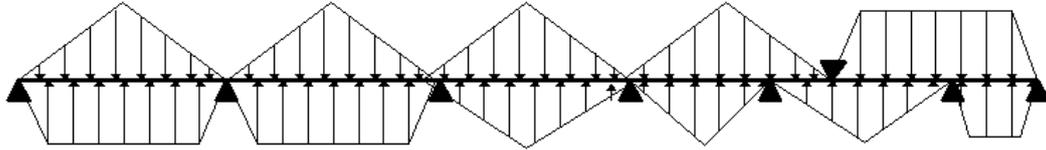
q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

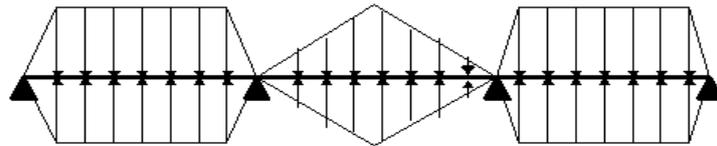
V.3.4.2 Calcul des sollicitations :

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.V.8:** Répartition des charges selon sens x-x :



- **Sens-Y-Y :** **Figure.V.9:** Répartition des charges selon sens y-y :



Calcul de chargement :

Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$\left\{ \begin{aligned} N'_u &= N_u - N_{ner} = 89466.40995 - 1.35 \times 1419.34 = 87550.30095 \text{ KN} \\ N'_s &= N_s - N_{ner} = 65474.2455 - 1419.34 = 64054.9055 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} N'_u &= N_u - N_{ner} = 89466.40995 - 1.35 \times 1419.34 = 87550.30095 \text{ KN} \\ N'_s &= N_s - N_{ner} = 65474.2455 - 1419.34 = 64054.9055 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

Donc :

$$\left\{ \begin{aligned} P_u &= \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{87550.30095}{328.88} = 266.21 \text{ KN/m}^2 \\ P_s &= \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{64054.9055}{328.88} = 194.77 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \right.$$

V.3.4.3 Exemple de calcul :

Travée AB :

On a un chargement trapézoïdal, donc le calcul se fait comme suit :

$$\left\{ \begin{aligned} q_m &= \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v &= \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{aligned} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{aligned} q_m^u &= 541.42 \text{ KN/m} \\ q_m^s &= 484.72 \text{ KN/m} \\ q_v &= 406.953 \text{ KN/m} \end{aligned} \right.$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau.V.7 Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	q_m^u (KN/m)	q_m^s (KN/m)	q_v (KN/m)
AB	541.42	393.93	406.953
BC	476.712	344.09	357.954
CD	415.3	305.138	311.46
DE	763.126	558.33	572.357
EF	790.2	578.14	529.14

Tableau.V.8 Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	q_m^u (KN/m)	q_m^s (KN/m)	q_v (KN/m)
AB	522.3	522.3	411.84
BC	577.8	422.0017	433.36
CD	547.04	547.04	443.59

Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

Donc :

$$P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.65 \times 0.55 \times 25 = 12,066 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.65 \times 0.55 \times 25 = 8,937 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :

✓ **A l'ELU :**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau.V.9 Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	Q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(cm)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	3,1	541.4 2	406.9 53	0	-350,11	1,34	638,60	487,1 1	726,26	952,14
BC	2,65	476.7 12	357.9 54	-350,11	-161,18	1,47	413,13	168,1 5	702,94	560,35
CD	2,35	415.3	311.4 6	-161,18	-561,01	0,77	251,84	39,56	317,84	658,12
DE	4,3	763.1 26	572.3 57	-561,01	-918,09	2,04	1759,2 6	1028, 74	1557,6 8	1723,7 6
EF	4,05	790.2	529.1 4	-918,09	0	1,99	1619,7 5	650,9 8	1574,7 2	1625,5

✓ **L'ELS :**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau.V.10. Sollicitations à l'ELS :

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X _o (cm)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	3,1	406.953	0	-311,5051	1,30	476,45	345,51
BC	2,65	357.954	-311,505128	-121,9477	1,52	307,07	104,64
CD	2,35	311.46	-121,947761	-410,60	0,78	190,78	-27,05
DE	4,3	572.357	-410,60	-699,26	2,03	1318,92	771,87
EF	4,05	529.14	-699,26	0	1,98	1084,34	336,83

Sens-Y-Y :

A l'ELU :

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau.V.11 Sollicitation sens y-y :

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X _o (cm)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	3,7 5	522.3	411.8 4	0	-732,72	1,91	1266,9	952,45	997,4	1326,7
BC	2.5	577.8	433.3	-732,72	-1035,40	1,46	755,37	113,68	845,7	1032,0

	5		6							
CD	4,4 5	547.0 4	443.5 9	-1035,40	0	2,45	1809,4 2	608,03	1340, 91	1476,3 4

A L'ELS :

Tableau.V.12. Sollicitation à l'ELS :

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X _o (cm)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	3,75	411.84	0	-718,35	1,83	987,80	691,90
BC	2.55	433.36	-718,35	-1004,22	1,42	563,24	-280,19
CD	4.45	443.59	-1004,22	0	2,41	1464,47	282,56

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

V.3.4.4 Ferrailage des nervures :

Détermination de la largeur b selon les deux sens :

Donnés :

$$\begin{cases} h = 0.8 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 0.65 \text{ m} ; d = 0.75 \text{ m} \end{cases}$$

✓ Sens X-X :

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min\left(\frac{4.3}{2}; \frac{2.55}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.65}{2} \leq \min(2.15; 0.255) = 0.255 \text{ m}$$

Donc : b = 1.16 m = 116 cm

✓ Sens-Y-Y :

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min\left(\frac{4.45}{2}; \frac{2.35}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.65}{2} \leq \min(2.225; 0.235) = 0.235 \text{ m}$$

Donc : b = 1.12 m = 112 cm

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau.V.13 Calcul des ferrillages :

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix des barres
x-x	travée	1028,74	41,88641235	10,50525	8HA25+4HA16=47.31 cm ²
	appui	-918,09	37,11615654	10,50525	8HA25=39.27 cm ²
y-y	travée	952,45	38,67418217	10,143	8HA25=39.27 cm ²
	appui	-1035,40	42,2779031	10,143	9HA25=44.18 cm ²

Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x: \tau_u = \frac{1723.76 \times 10^{-3}}{1.16 \times 0.75} = 1.981 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens } y - y: \tau_u = \frac{1476.3 \times 10^{-3}}{1.12 \times 0.75} = 1.75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la jonction de table nervure :

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X $\Rightarrow \tau_u = \frac{1723.76 \times \left(\frac{1.16-0.65}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.75 \times 0.3 \times 1.16} = 1.87 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

Sens Y-Y $\Rightarrow \tau_u = \frac{1476.3 \times \left(\frac{1.12-0.65}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.75 \times 0.3 \times 1.12} = 1.529 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.V.14 Vérification des contraintes à l'ELS :

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	travée	771,87	24.81	2378129.5	8.05 < 15	Vérifier	244.4 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-699,26	23	2063248.7	7.80 < 15	Vérifier	264.4 > 201.63	N.vérifiée
y-y	travée	691,9	23.33	2046708.1	7.89 < 15	Vérifier	261.9 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-1004,22	24.48	2239074.3	10.98 < 15	Vérifier	339.9 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS :

Tableau.V.15 Les armateurs à l'ELS :

Localisation		M _s (KN.m)	$\beta(10^{-3})$	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
x-x	travée	771,87	6	0.398	58.86	61.15	10HA25+6HA16
	appui	-699,26	5	0.381	52.96	58.12	8HA25+6HA20
y-y	travée	691,9	5	0.384	52.47	58.12	8HA25+6HA20
	appui	-1004,22	8	0.46	78.44	83.19	8HA32+6HA20

Les armatures transversales :

$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l^{\max} \right] \leq 22.8 \text{ mm}$, alors , $\phi_t = 15$

$A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 - S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2 - S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 47.38 \text{ cm} \\ 3 - S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 17.63 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit : S_t = 15 cm

Les armatures de peau :

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (65 \times 80) = 10.4 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 = 12.06 cm²

V.3.4.5 Schémas de ferrailage :

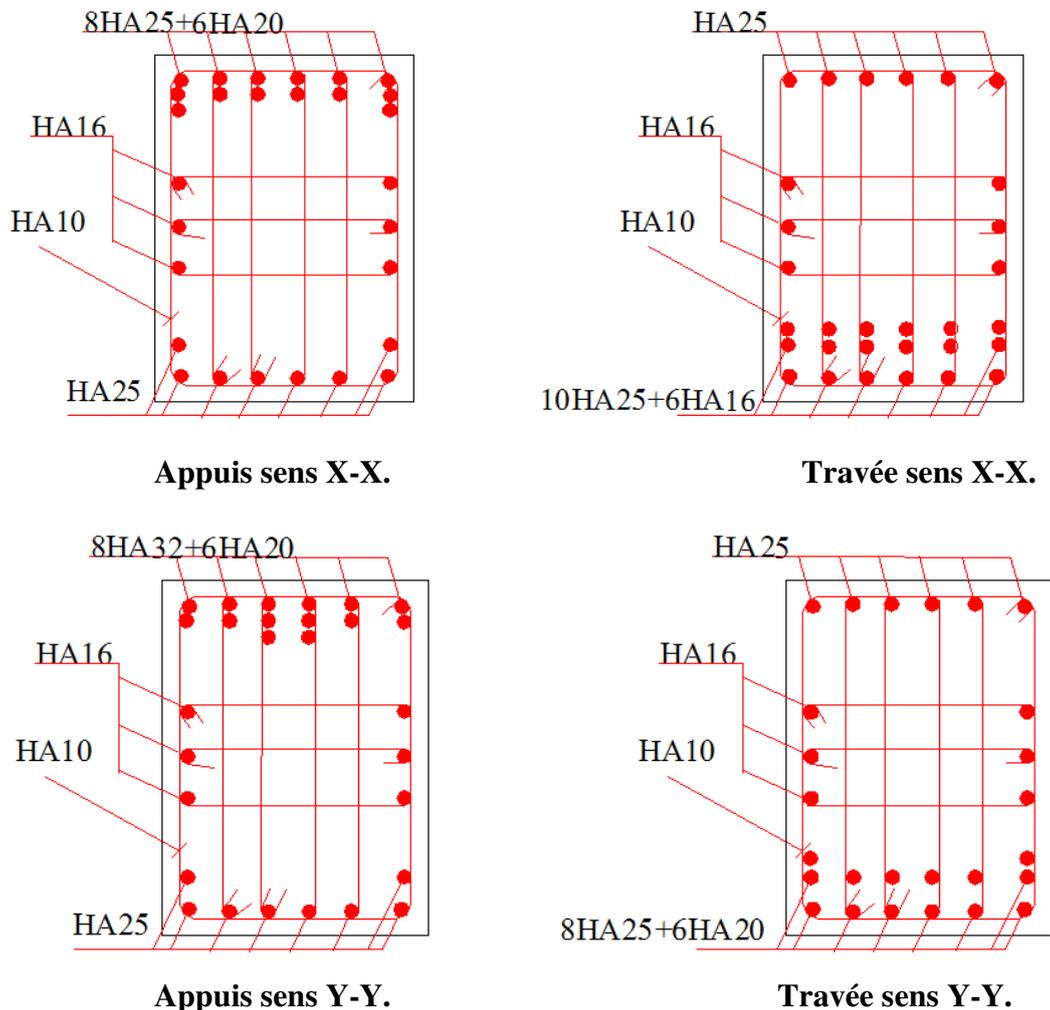


Figure.IV.10. Schéma de ferrailage de la nervure.

V.4 Etude de voile périphérique :

V.4.1 Introduction :

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

V.4.2 Dimensionnement des voiles :

$$\begin{cases} \text{hauteur } h = 1.2 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 5.05 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

V.4.3 Caractéristiques du sol :

$$\begin{cases} \text{poids spécifique : } \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0,14 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 35^\circ \end{cases}$$

Remarque : ces données ne se trouvent pas dans le rapport de sol, donc on a utilisé ces valeurs pour le calcul.

V.4.4 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

✓ **Poussée des terres :**

✓ **Remarque :** pour le cas le plus défavorable on opte pour $C = 35^\circ$.

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 1.2 \times 20 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 0 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2} \right) \Rightarrow G = 6.50 \text{ KN/m}^2$$

✓ **La surcharge accidentelle :**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2} \right) - \frac{2 \times 0}{20 \times 3.40} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2} \right) \Rightarrow Q = 2.71 \text{ KN/m}^2$$

V.4.5 Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

✓ **A P'ELU :**

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 2.71 = 4.06 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.5 + 1.5 \times 2.71 = 12.85 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 12.85 + 4.06}{4} = 10.648 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 10.648 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 1.2 \text{ m} \\ l_y = 4.4 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{4.4} = 0.27 < 0.4 \rightarrow \text{le voile porte dans un sens.}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a : } \rho = 0.2 \rightarrow M_0 = qL^2/8 = 25.768 \text{ KN.m}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 25.768 = 21.902 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 25.768 = -12.884 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul de ferrailage sont dans le suivant :

Tableau V.16. Le ferrailage de voile périphérique :

localisation	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	21.902	0.0534	0.0686	0.165	3.8	2.184	4HA12=4.52
Appui	-12.88	0.0314	0.039	0.167	2.213	2.184	4HA12=4.52

Avec : A_{min}=0.1×b×h

Espacements :

$$\text{sens } X - X : S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Les Vérifications :

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

On a : $\begin{cases} \rho = 0.27 < 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \quad A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.27) \times 100 \times 20 = 2.184 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V = 23.426 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.156 \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

✓ A l'ELS :

Vérification des contraintes : Le tableau ci-dessous résume les vérifications à l'ELS:

On a : $\rho = 0.27 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{moy} = 10.648 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 10.648 \text{ KN/m} \end{cases}$

Tableau V.17 Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
Travée	18.45	4.19	13577.69	5.69 < 15	Vérifiée	261.15 > 201.63	N.Vérifiée
Appui	-11.145	4.19	13577.69	3.44 < 15	Vérifier	157.75 < 201.63	Vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Les armatures à l'ELS :

Tableau IV.18 Calcule des armatures à l'ELS.

Localisation	M _s	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	S _t
Travée	18.45	3	0,301	5.98	6HA12=6.6.79	198,83 < 201.63	15

- Les armatures de répartitions :

$$A_{répartition} = \frac{A_t^x}{4} = \frac{5.98}{4} = 1.495 \text{ cm}^2 \quad \text{Chois : } \begin{cases} A_{répartition} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 \\ \text{Espace} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

V.4.6 Ferrailage du voile périphérique :

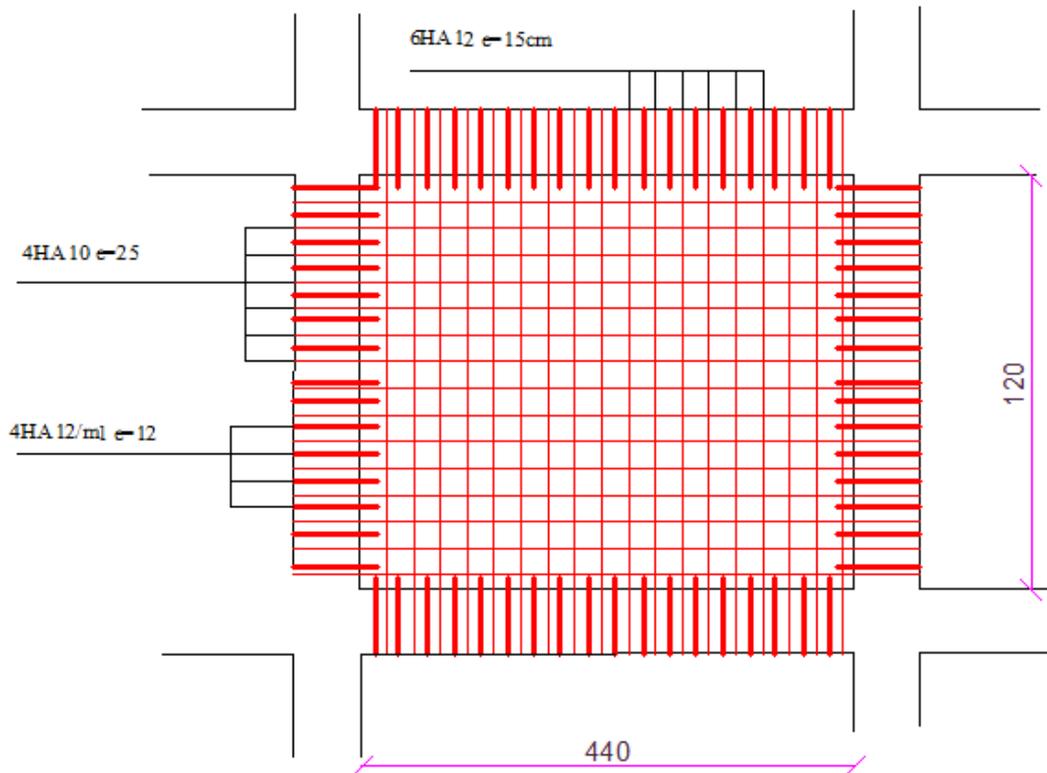


Figure.V.11: Schémas de Ferrailage du voile périphérique.

V.7. Etude d'un mur adossé :

V.7.1. Introduction :

Le rôle des ouvrages de mur adossé est de retenir les massifs de terre. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages. Un mur de soutènement est constitué de deux parties essentielles: un fut, paroi résistante destinée à retenir les terres situées en arrière, et une semelle de fondation, dans laquelle s'encastre le fut, qui assure la stabilité de l'ouvrage.

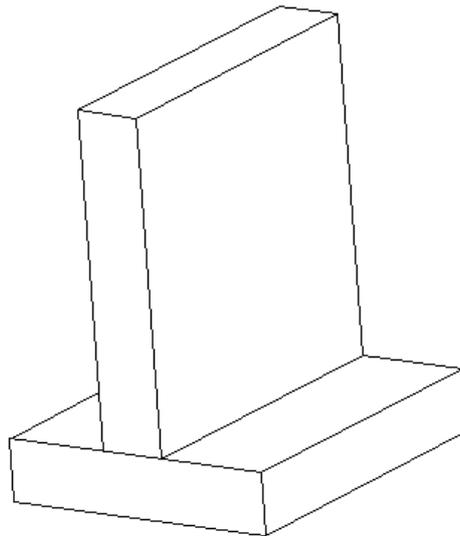


Figure.V.12. Vue en perspective du mur de soutènement type conte lever.

V.4.7.2. Caractéristique de voile :

$e = 20\text{ cm}; b = 1\text{ m}; d = 17\text{ cm} ; l_x=3.07\text{ m}; l_y=4.35\text{ m}.$

$$P=36.01\text{ MN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} Q_s = P \times 1\text{ ml} = 36.01 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ Q_u = 1.35 \times P \times 1\text{ ml} = 48.46\text{ KN/m} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

D'appert logiciel ETBS16 on a :

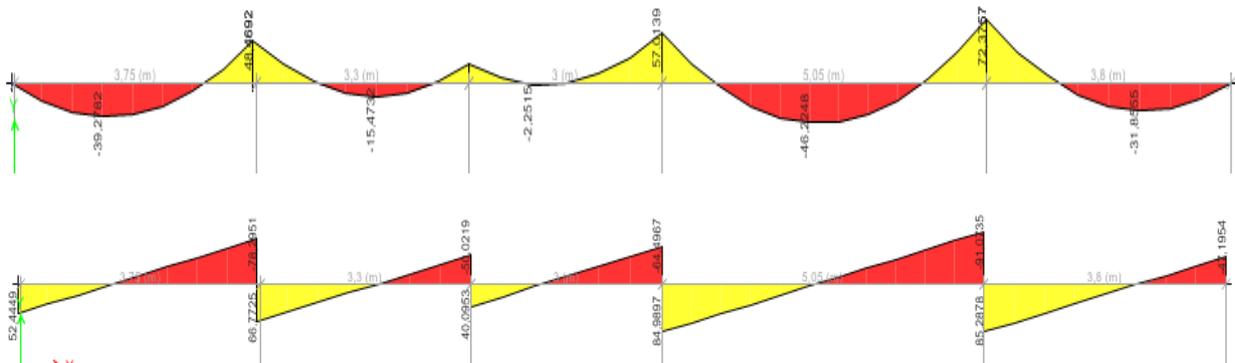


Figure.V.13. Les sollicitations max dans la voile adoucie.

V.4.7.2. Ferrailage de voile :

Calcul à L'ELU :

TableauV.19. Le ferrailage de voile périphérique

localisation	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	55.577	0.135	0.183	0.157	10.134	2.05	6HA16=12.06
Appui	-87.019	0.212	0.301	0.149	16.72	2.05	10HA16=20.11

Avec : A_{min}=0.1×b×h

Espacements :

$sens X - X: S_t \leq \min(2e ; 25\text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15\text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V = 109.4991 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.729 \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

✓ A l'ELS :

Vérification des contraintes : Le tableau ci-dessous résume les vérifications à l'ELS:

Tableau.V.20 Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
Travée	41.168	6.27	29043.73	8.88<15	Vérifiée	228.23>201.63	N.Vérifiée
Appui	-64.458	7.58	41284.86	11.84<15	Vérifier	220.54>201.63	N.Vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

Les armatures à l'ELS :

Tableau.IV.21 Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation	M _s	β (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	S _t
Travée	41.168	7	0.429	13.99	8HA16=16.08	198.32<201.63	15
Appuis	-64.458	11	0.508	22.64	8HA20=25.13	197.3<201.63	15

- Les armatures de répartitions :

$$A_{répartition} = \frac{A_t^x}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chois : } \begin{cases} A_{répartition} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2 \\ \text{Espacement} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

V.4.7.3. Schéma de ferrailage :

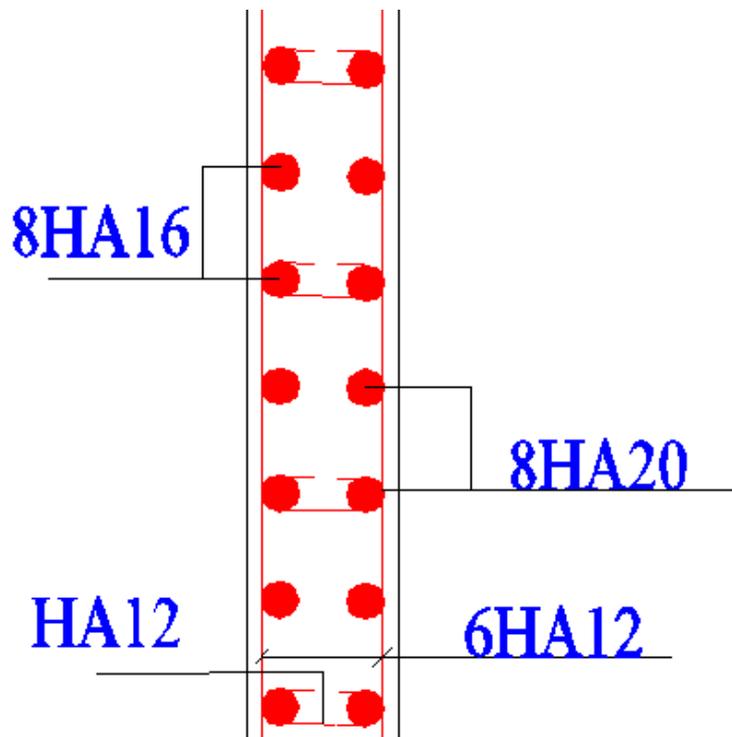


Figure.V.14. schéma du voile adoussi.

V.4.7 Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.



Conclusion générale

Conclusion Générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir davantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels ETABS, autocad etc. Les points importants tirés de cette étude sont :

- 1.** La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient-ils, ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- 2.** La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- 3.** Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plupart des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- 4.** La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA dans la plus part des cas.
- 5.** Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Annexe II

Valeurs de μ_x et μ_y pour le calcul des dalles pleines

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe III

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armature ϕ en mm

Tableau des Armatures

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe V

Caractéristiques générales													
Installation		en simplex pour les dispositions en batterie, consulter la table T31				Alimentation		collective descendante sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense					
Nombre de faces de service		simple accès				Portes automatiques							
Distance min entre niveaux		255 cm											
Hauteur sous dalle (Z) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (P) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	480	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530		260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	4000
590		260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	4000

Annexe VI

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$Lx \times Ly$$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.8$$

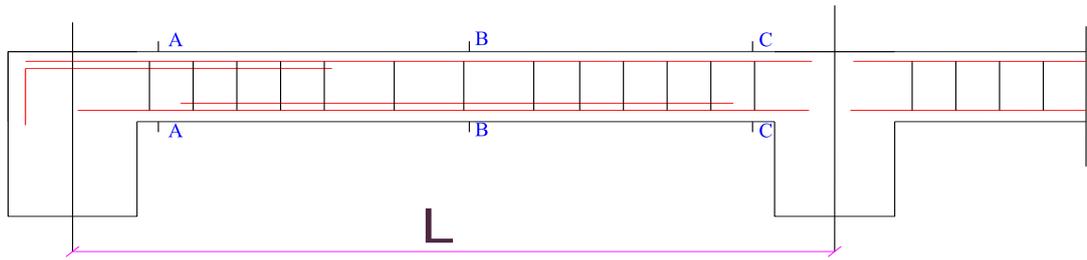
$\rho = 0.8$

$\frac{u}{v}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
<i>Valeurs de M_1</i>	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,285	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
<i>Valeurs de M_2</i>	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,143	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,052
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

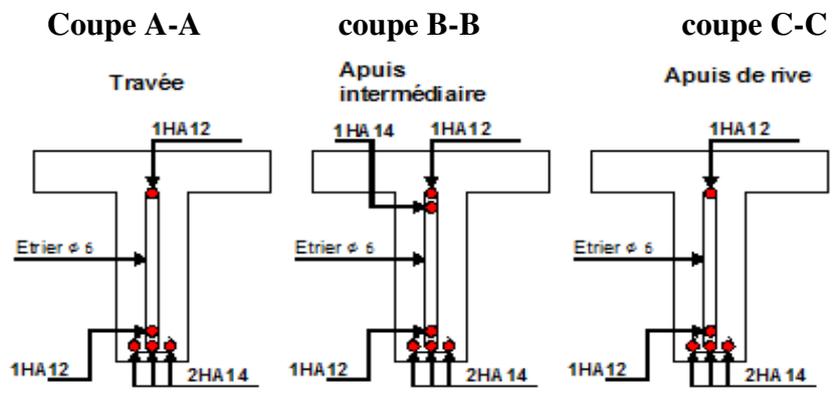
Bibliographie

- ❖ **D.T.R-BC.2-41 CBA93** : (Code De Béton Armé).
- ❖ **D.T.R-BC.2-48 (RPA 99 révisée 2003)** : (Règlement Parasismique Algérien).
- ❖ **Le BAEL 91 modifiées 99** : (Béton Armé Aux Etats Limites). Edition Eyrolles,
Troisième édition 2000.
- ❖ **DTR-BC2.2** : (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges, Edition CGS,
Octobre 1988.).
- ❖ **DTR-BC2.331** : (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ❖ Mémoires de fin d'étude.

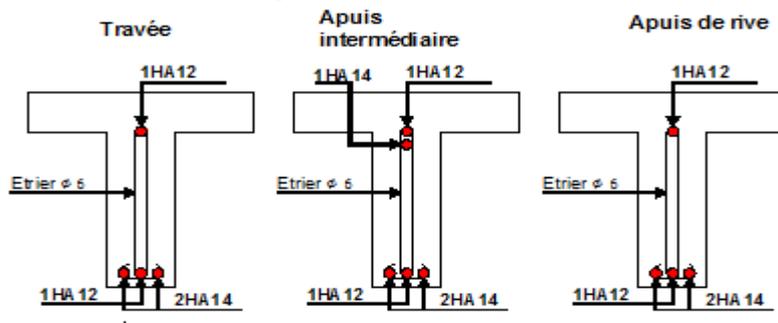
1. FERAILLAGE DES POUTRELLES :



Coupe longitudinale d'une poutrelle

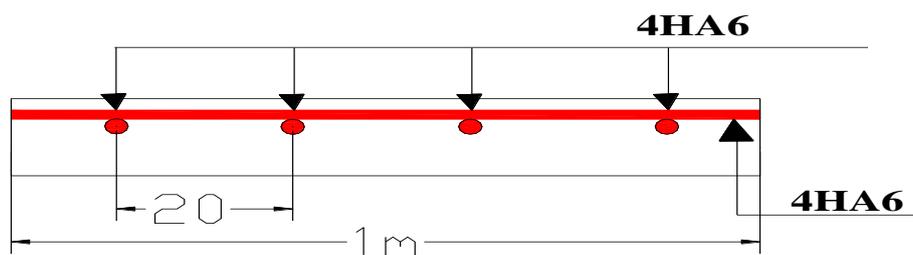


Ferrailage de la terrasse inaccessible

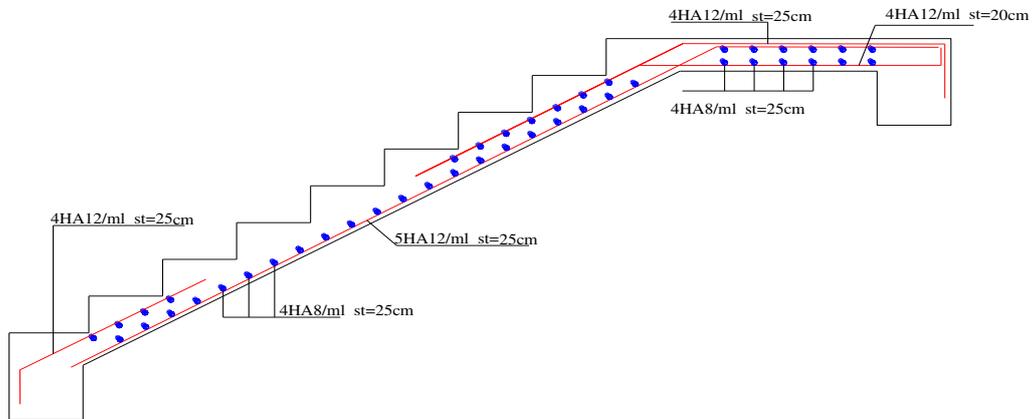


Ferrailage du RDC + Etage courant + sous-sol niveau bureau

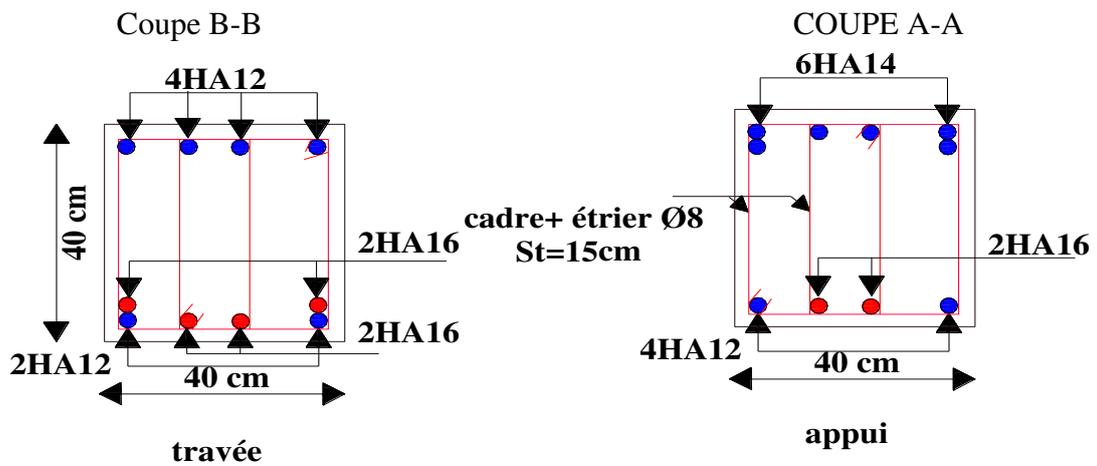
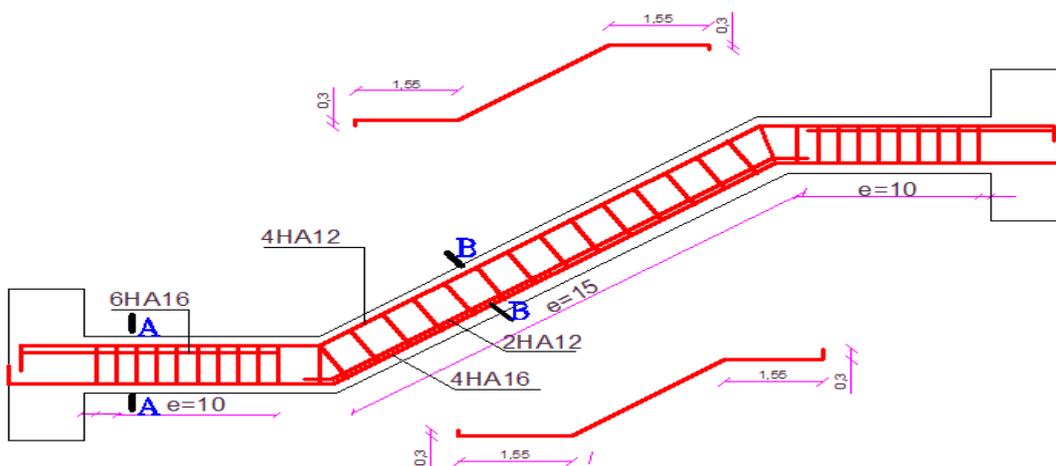
Ferrailage de la dalle de compression :



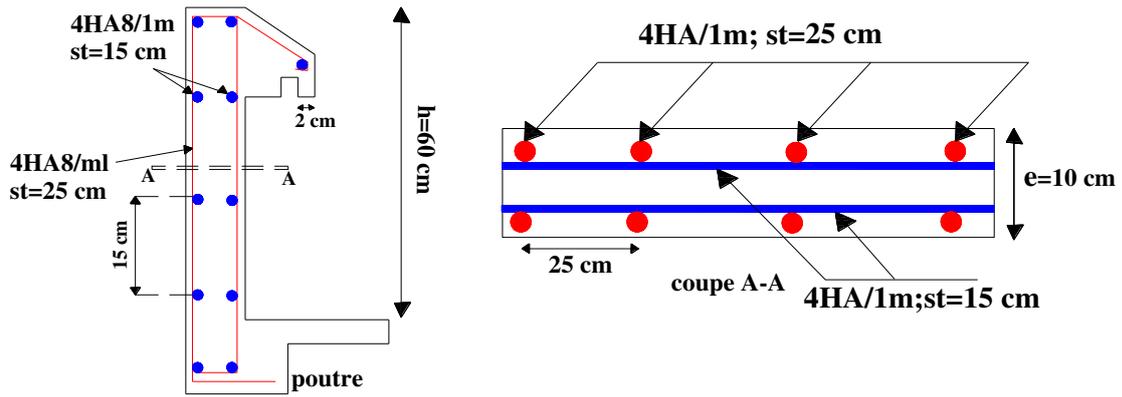
2. FERRAILLAGE DE L'ESCALIER DES ETAGE COURANTS :



COUPE LONGITUDINALE DE LA POUTRE PALIERE (40*40)



3. FERRAILLAGE DE L'ACROTERE :



4. FERRAILLAGE DES DALLES PLEINES :

Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis :

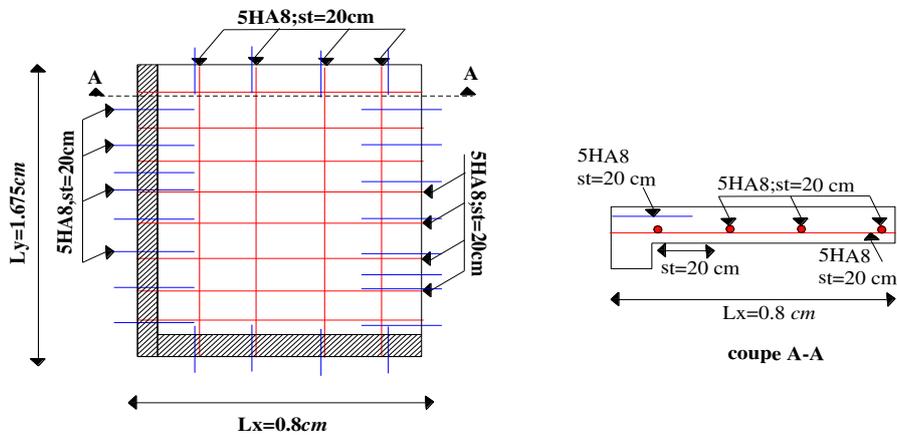


Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis :

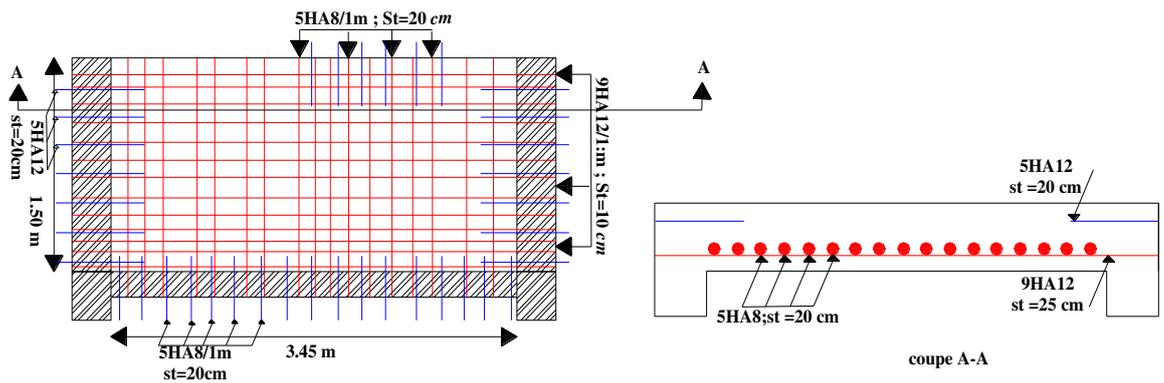


Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis :

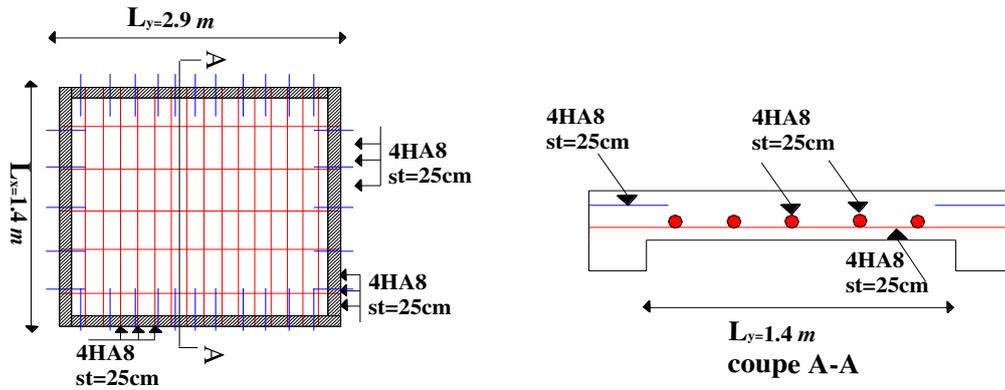


Schéma de ferrailage de la dalle près de l'ascenseur :

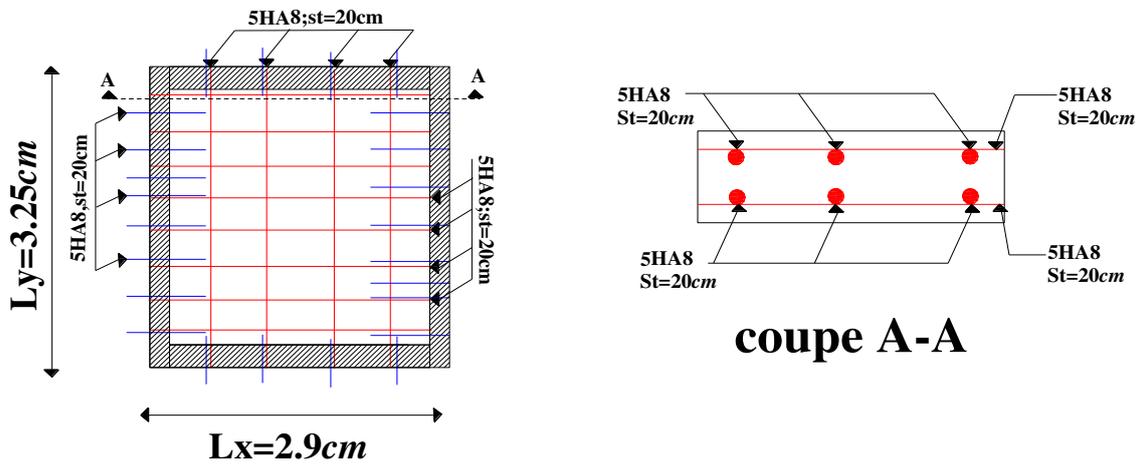
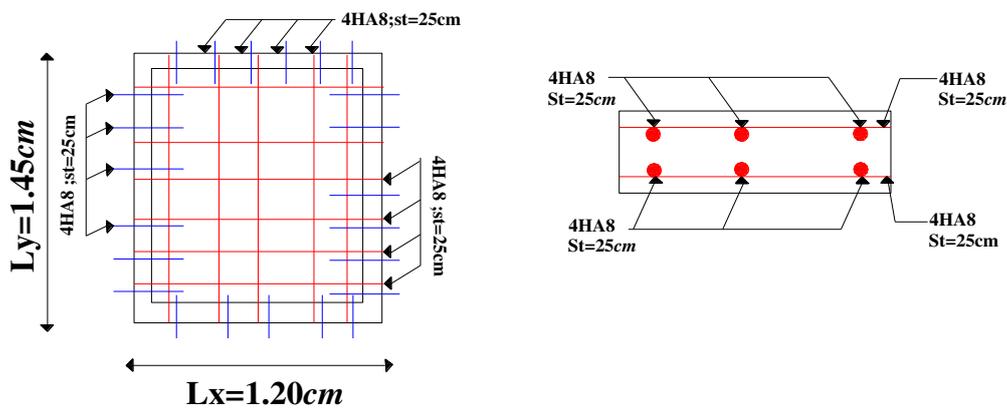


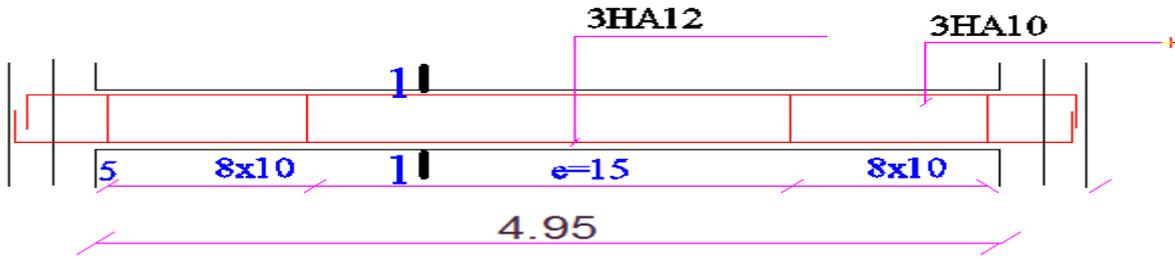
Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur



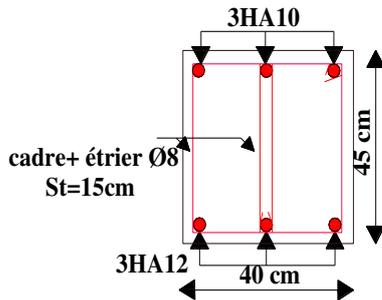
5. ferrailage des poutres :

Ferrailage de la poutre de chaînage.

COUPE LONGITUDINALE D'UN POUTRE DE CHAINAGE

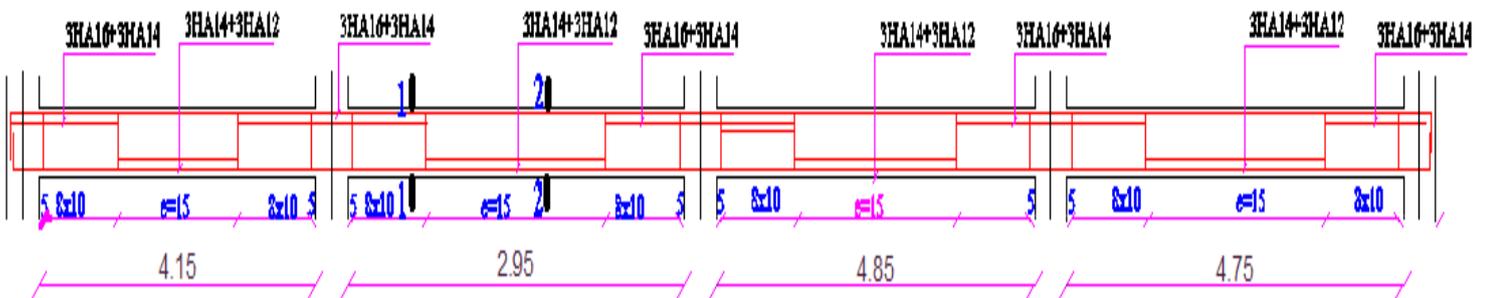


COUPE 1-1

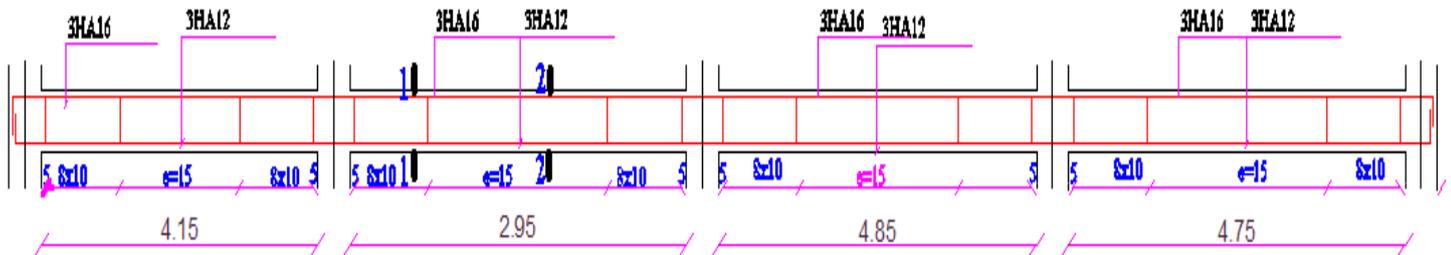


COUPES LONGITUDINALES DES POUTRES SECONDAIRES (35*30)

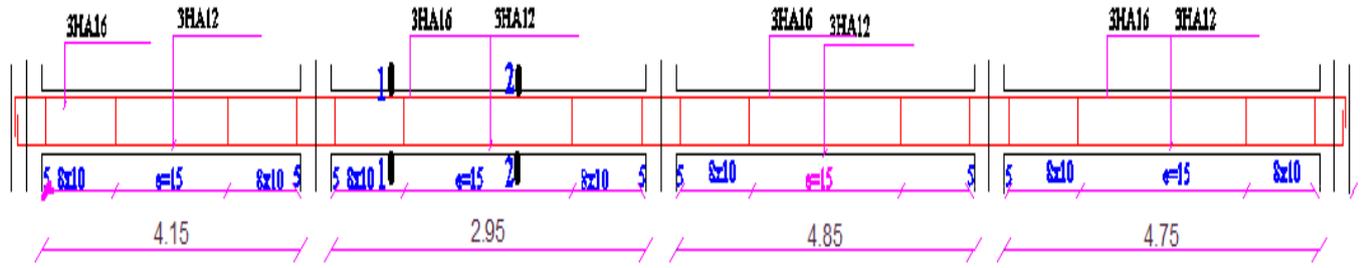
RDC :



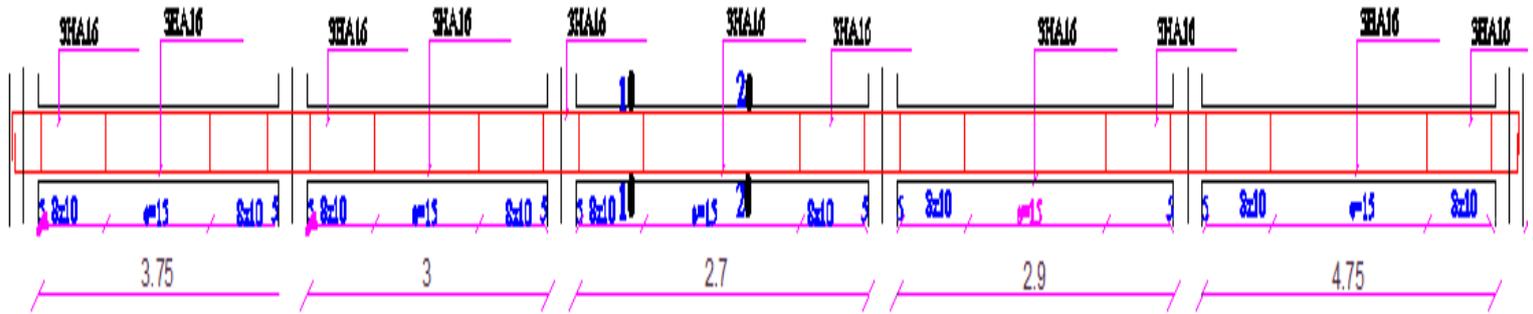
TERRASSE INACCESSIBLE :



ENTRE SOL 1



COUPES LONGITUDINALES DES POUTRES PRINCIPALES (35*30) :
RDC



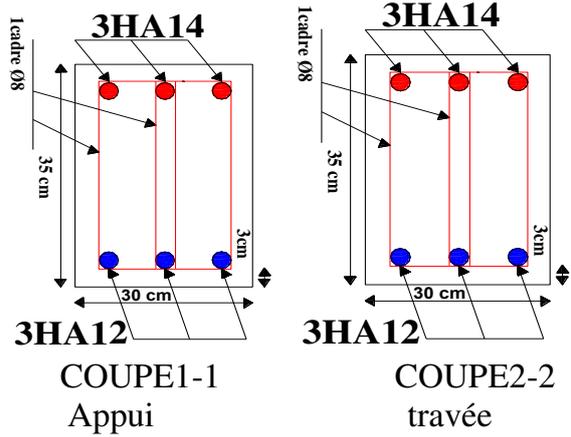
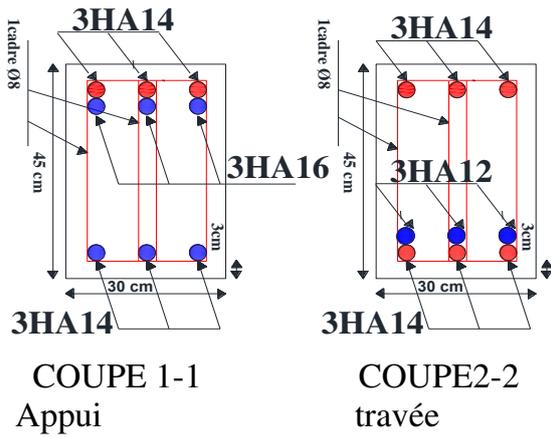
TERRASSE INNACCESSIBLE + ENTRE SOL1 :



Ferrailage des poutres du RDC

Poutres secondaires

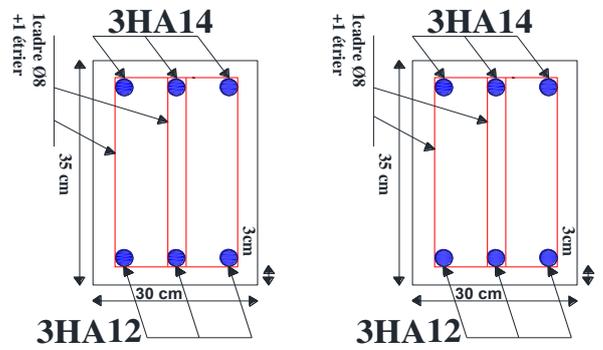
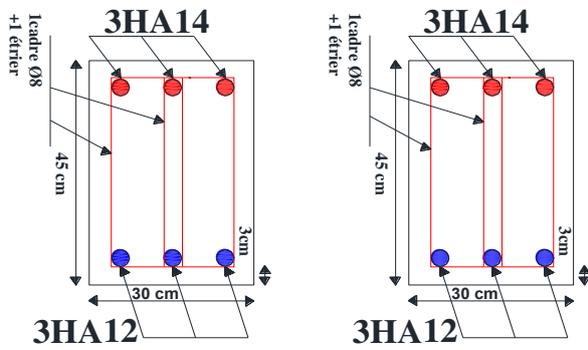
Poutres principales



Ferrailage de la terrasse

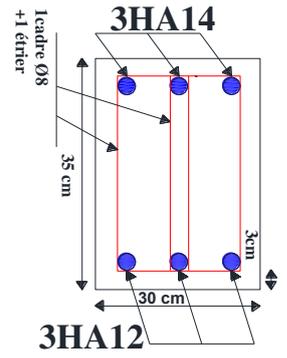
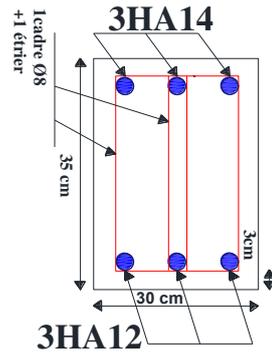
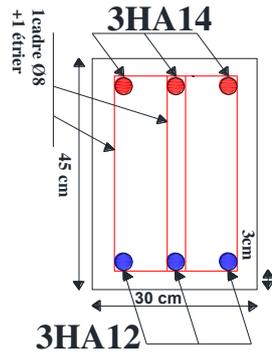
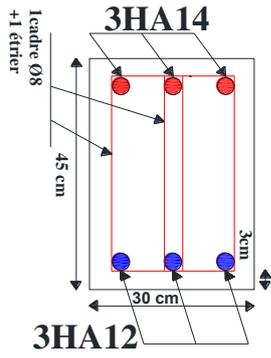
Poutres principales

poutres secondaires

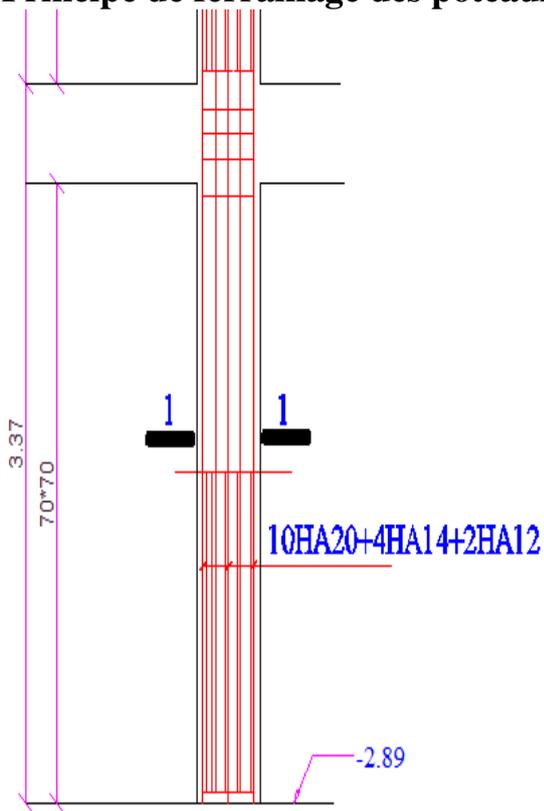


Ferrailage de l'entre sol 1
Poutres principales

poutres secondaires



**6.ferrailage des poteaux :
Principe de ferrailage des poteaux**



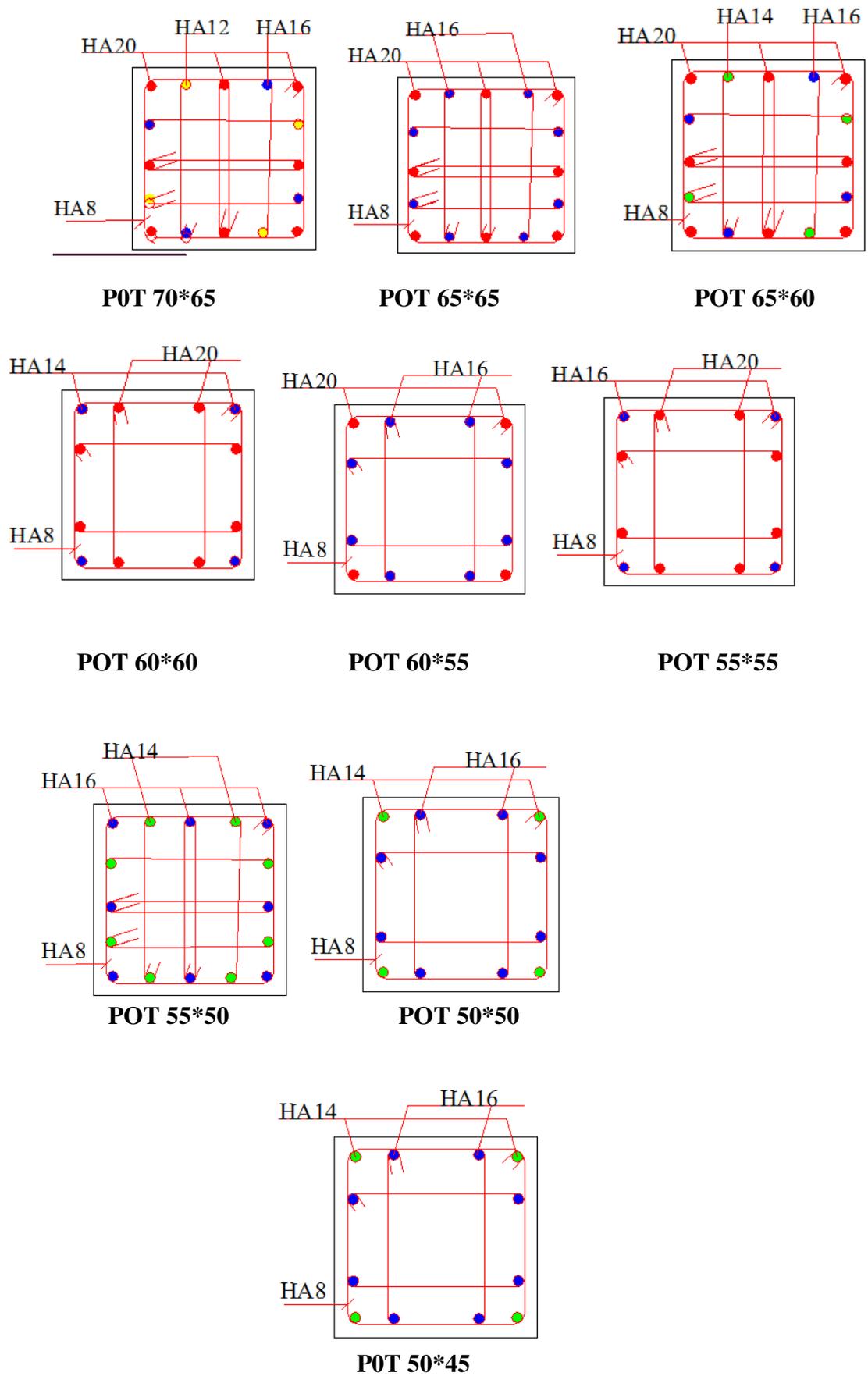
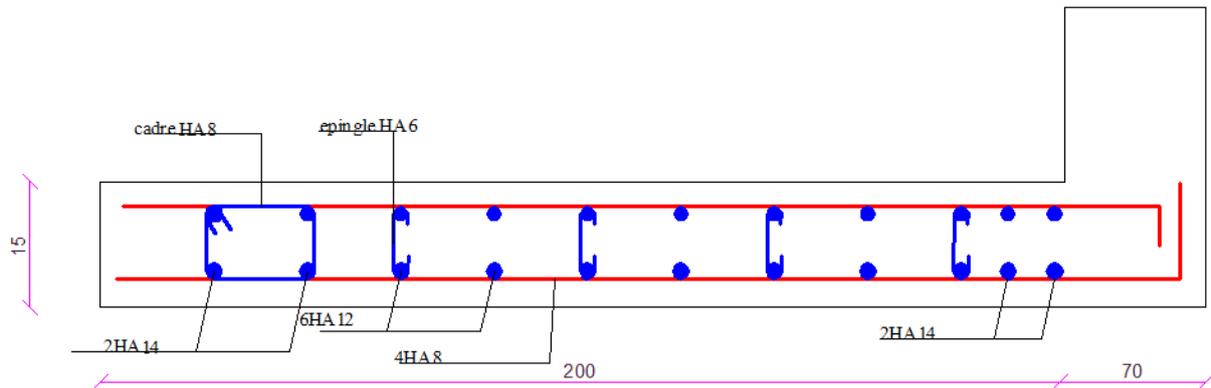


Figure.IV.3. Schéma de ferrailage des poteaux.

7. Ferrailage des voiles :

ferrailage du voile V_{x1} a tout les niveaux :



8. Ferrailage de l'infrastructure :

Schémas de ferrailage du radier.

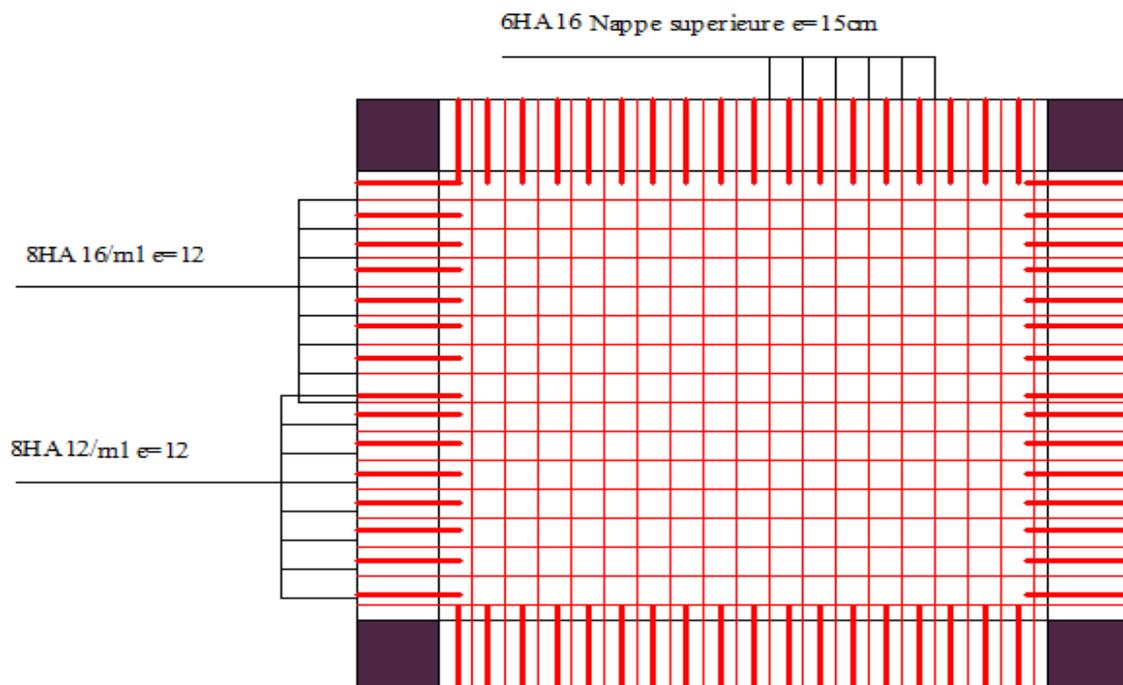


Schéma de ferrailage de débord.

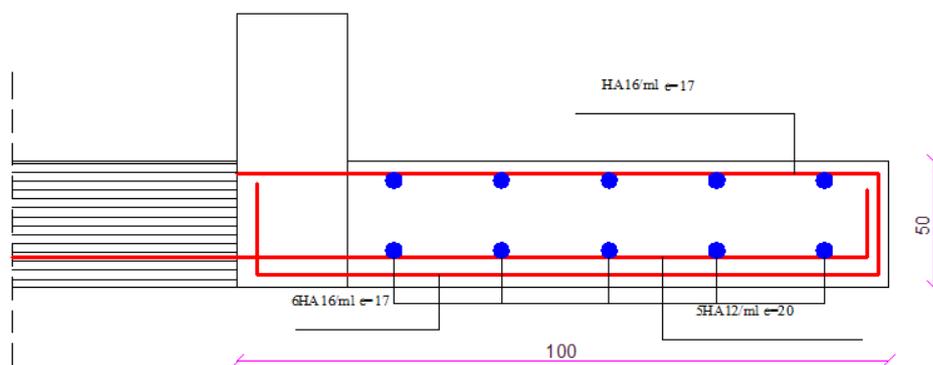
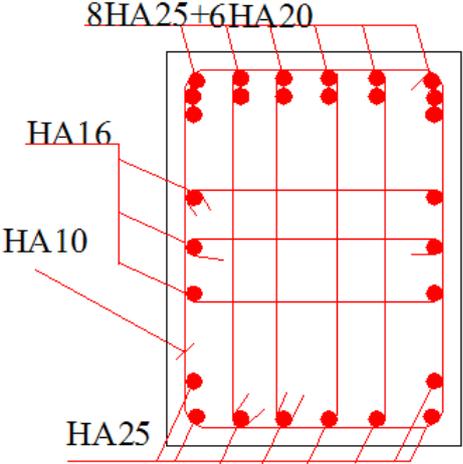
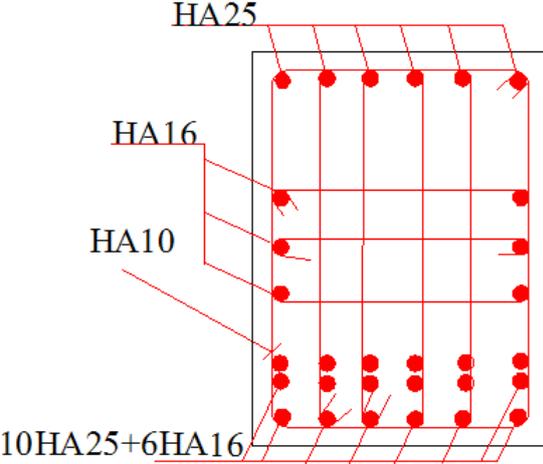


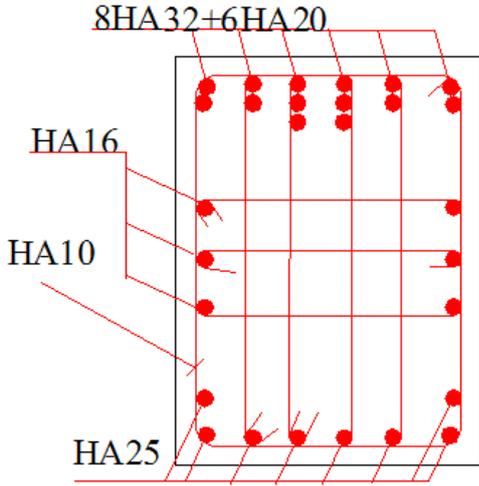
Schéma de ferrailage de la nervure.



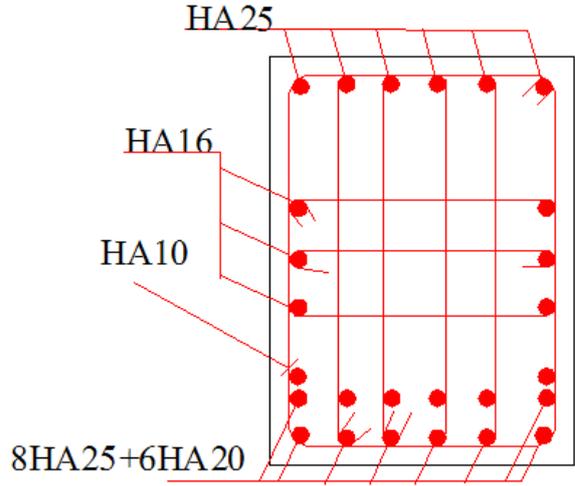
Appuis sens X-X.



Travée sens X-X.



Appuis sens Y-Y.



Travée sens Y-Y.

Schémas de Ferrailage du voile périphérique.

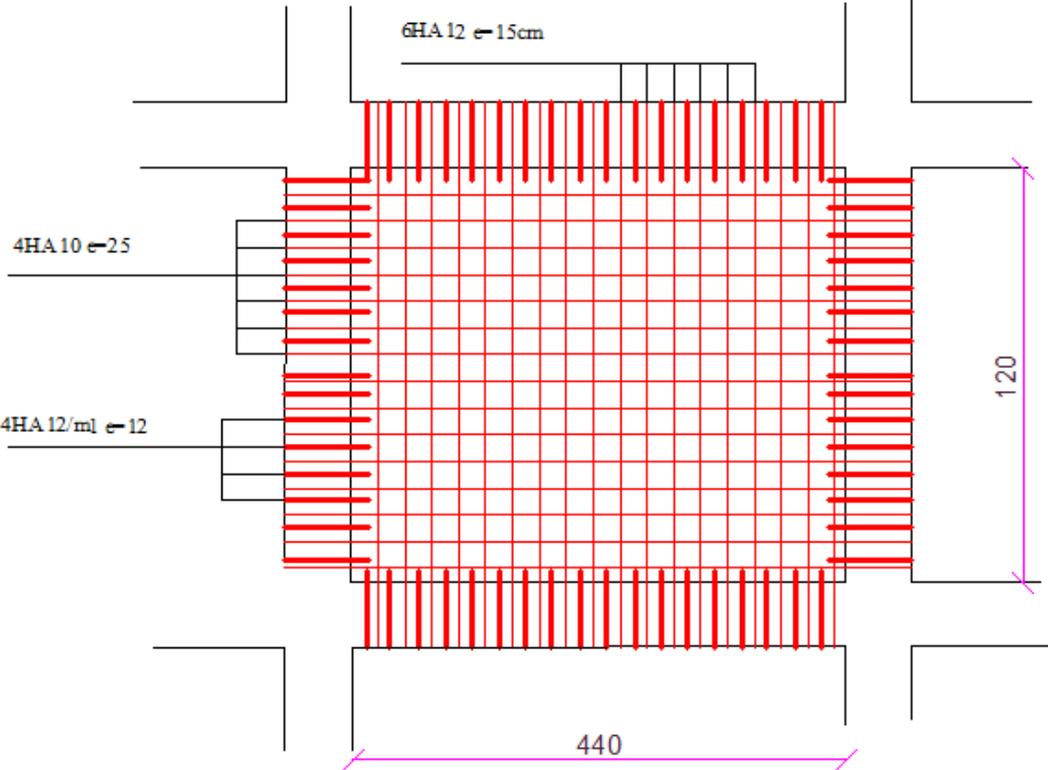


Schéma de ferrailage de voile adossée :

