



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA BEJAIA
FACULTÉ DE TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MEMOIRE
PRÉSENTÉ POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE
MASTER

FILIÈRE : GÉNIE CIVIL
SPÉCIALITÉ : STRUCTURE

PAR :
SANDAKLI MUSTAPHA
RADJI YACINE

Thème

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT À USAGE D'HABITATION ET
COMMERCIAL EN (R+ 10+SOUS-SOL)
CONTREVENTÉ PAR UNSYSTÈME MIXTE
(VOILES-PORTIQUE)

Soutenu le 27/10/ 2021 devant le jury composé de :

Mme. Guenounou
Mme. Laoubi
Mr. Debabi

jury
jury
Encadreur

ANNÉE UNIVERSITAIRE 2020-2021

Remerciements

On remercie en premier le dieu à me donne la puissance de réaliser ce travail. Mes plus profonds remerciements vont à nos chers parents qui nous ont offerts toutes les conditions pour réussir, Nos chers camarades merci pour leurs soutiens et leurs aides qui nous ont apporté durant ce travail. On tient à remercier vivement et chaleureusement notre encadreur monsieur Debabi ainsi monsieur Saidani pour nous avoir guider durant tout notre travail, tous nos professeurs qui ont contribué à ma formation. Nos derniers remerciements et ce ne sont pas les moindres, vont à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'aboutissement de ce travail.

Dédicaces.

Je dédie ce travail pour mes chers parents ainsi qu'à ma petite sœur je ne pourrais jamais exprimer ma gratitude envers eux.

A mes chers grands parents qui ont toujours été là pour moi

A toute ma famille qui a su m'apporter de l'aide quand j'en avais besoin

A mes chers camarades (Abdelhadi abdoudou ; Marouane ouamara ; farouk brabez ; halim berri ; Djellil billal ; Lydia ouherouche ; sabrina marouf ; Halfaoui aldja)

A mes amis (hilal saidi ; anis bouakaz ; hany lakhdari ; abdelou zakaria ; Gasmi hamza ; ghedjghoudj oussama ; toumi brahim ; Tahar camelia ; bounceur massilia ; yasmine nibouche ; anissa madi)

Je remercie mon binôme Yacine Radji pour ces moments inoubliables qu'on a passés, pour sa patience ainsi que pour ces efforts qui ont permis d'achever ce travail.

Je remercie aussi Houada Belkhir pour son précieux soutien

Enfin je dédie mon travail à tous ceux que j'ai oubliés de citer.

Sandakli Mustapha

Dédicaces

Je dédie ce projet :

A mon cher père décédé, qu'Allah le recueille dans son vaste Paradis.

A ma chère maman, qui m'a toujours soutenu avec ses prières.

A mes sœur, Kenza et Meriem.

A mon frère Yahia.

A mon meilleur ami Bilal Khaled pour sa présence et son soutien.

A mon binôme Mustapha, pour son effort, **patience**, et pour nos jolis souvenirs durant notre parcours

A toute personne qui m'a aidé au cours de mon séjours académique.

RADJI Yacine.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralité

I.1 Introduction.....	3
I.2. Présentation de l'ouvrage	3
I.2.1 caractéristique géométrique de l'ouvrage	3
I.2.2 Rapport de sol	3
I.2.3 élément constitutif de l'ouvrage	4
I.3 Caractéristique mécanique des matériaux	5
I.3.1 Béton.....	5
I.3.2 Acier.....	8
I.4 Action et sollicitation.....	10
I.4.1 Combinaisons d'actions.....	11

Chapitre II : Prédimensionnement.

II.1 Introduction.....	14
II.2 Plancher.....	14
II.2.1 Plancher corps creux.....	14
II.2.2 Plancher dalle plane.....	16
II.3 Prédimensionnement des poutres.....	17
II.4 Les voiles.....	19
II.5 Les escaliers.....	20
II.6 Evaluation des charges et surcharge.....	24
II.7 Descente des charges.....	27
II.8 Vérification du poteau.....	31
II.8.1 Vérification a la compression simple.....	31
II.9 L'acrotère.....	33
II.10 Conclusion.....	34

Chapitre III : Etude des éléments secondaire

III.1 Calcule des planches.....	36
III.1.1 Plancher a corps creux.....	36
III.1.2 Plancher dalle plane.....	47

III.2 Etude l'ascenseur.....	57
III.3 Etude de l'acrotère.....	61
III.4 Etude des escaliers	65

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction.....	81
IV.2 Méthode de calcul.....	81
IV.2.1 Méthode statique équivalent.....	82
IV.2.2 Méthode d'analyse modale spectrale	82
IV.3 Modalisation	82
IV.4 Méthode de calcul des forces sismique	83
IV.5 La disposition des voiles	85
IV.6 Période de vibration et participation massique	86
IV.7 Vérification de la résultante des forces sismique	89
IV.8 Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003.....	89
IV.9 Vérification de l'effort normal	91
IV.10 Justification vis-à-vis des déformations	91
IV.11 Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ).....	92
IV.12 Conclusion	94

Chapitre V : ferrailage des éléments principaux

V.1 Introduction	96
V.2 Etude des poteaux	96
V.2.1 Recommandations et exigences du RPA99/2003.....	96
V.2.3 Calcul du ferrailage	98
V.2.4 Vérification nécessaire	100
V.2.5 Schéma de ferrailage	103
V.3 Etude des poutres	106
V.3.1 Recommandations et exigences du RPA99/2003.....	106
V.3.2 Calcule de ferrailage.....	107
V.3.3 Vérification nécessaire	109
V.3.4 Schéma de ferrailage.....	114
V.3.5 Etude des poutres de chainages	116
V.4 Etude des voiles	118
V.4.1 Introduction	118
V.4.2 Recommandation de RPA99/2003	118
V.4.3 Exemple de calcule	119
V.4.4 Schéma de ferrailage.....	123

V.4.5 Conclusion	124
-------------------------------	------------

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction	126
VI.2 Combinaison de calcul.....	126
VI.3 Caractéristique du sol d'assise.....	126
VI.4 Choix de type de fondation	126
VI.4.1 Vérification de la semelle isolée	126
VI.4.2 Vérification de la semelle filant	127
VI.4.3 Radier générale	127
VI.4.4 Ferrailage de radier	131
VI.4.5 Ferrailage du débord.....	133
VI.5 Etude des nervures	134
VI.5.1 Ferrailage des nervures	137
VI.6 Etude du voile périphérique.....	140
VI.6.1 Introduction	140
VI.6.2 Caractéristique des voiles	140
VI.6.3 Caractéristique du sol	140
VI.6.4 Ferrailage du voile	140
Conclusion générale	144

Liste des figures

Figure I-1 : diagramme des contraintes-déformation à l'ELU.....	07
Figure I-2 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.....	07
Figure I-3 : diagramme contraintes déformations de l'acier.....	10
Figure II.1 : Coupe transversale du plancher à corps creux.....	14
Figure II.2 schéma disposition des poutrelles.....	15
Figure II.3 schéma d'une poutrelles.....	15
Figure II.4 dalle sur un seul appui.....	17
Figure II.5 dalle sur trois appuis.....	17
Figure II.6 dalle sur quatre appuis.....	17
Figure II.7 coupe verticale d'un voile.....	19
Figure II.8 schéma d'un escalier.....	20
Figure II.9 schéma avant et après modification escalier.....	21
Figure II.10 schéma escalier étage courant.....	21
Figure II.11 schéma escalier RDC.....	22
Figure II.12 schéma escalier type 1.....	22
Figure II.13 schéma escalier type 2.....	23
Figure II.14 schéma escalier type 3.....	23
Figure II.15 schéma des sollicitations d'un poteau.....	27
Figure II.16 schéma de la loi de dégression.....	27
Figure II.17 schéma des deux poteaux supposés comme plus sollicité.....	27
Figure II.18 Surface afférente poteau B3.....	28
Figure II.19 Dimension de l'acrotère.....	33
Figure III.1 dalle sur quatre appuis.....	47
Figure III.2 Figure Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre.....	52
Figure III.3. Dalle sur un seul appui.....	52
Figure III.4 Schéma de ferrailage de la dalle sur un seul appui.....	54
Figure III.5 Dalle sur trois appuis.....	54
Figure III.6 Schéma de ferrailage de la dalle sur un trois appui.....	56
Figure III.7 Schéma statique et concept d'ascenseur.....	57
Figure III.8 Coupe transversale d'ascenseur.....	57
Figure III.9 illustre le schéma de la dalle de l'ascenseur ainsi que sa surface d'impact.....	58
Figure III.10 Schéma de ferrailage ascenseur.....	61
Figure III.11 Schéma de ferrailage acrotère.....	65
Figure III.12 Schéma escalier étage courant	65
Figure III.13 Schéma statique escalier étage courant	66
Figure III.14 Schéma ferrailage escalier étage courant.....	69
Figure III.15. Schéma statique escalier type 1	69
Figure III.16 Schéma ferrailage escalier type1 RDC.....	72
Figure III.17 Schéma escalier type 2	72
Figure III.18 Schéma statique escalier type 2.....	72
Figure III.19 Schéma de ferrailage escalier type 2 RDC.....	76
Figure III.20 Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	79
Figure IV.1. Vue en 3D de la modélisation de la structure.....	83
Figure IV.2. Plan de disposition des voiles de contreventement.....	86
Figure IV.3. 1 ^{er} mode de vibration -Translation suivant l'axe des Y-Y.....	87
Figure IV.4. 2 ^{eme} mode de vibration -Translation suivant l'axe des X-X.....	88
Figure IV.5. 3 ^{eme} mode de vibration -Rotation autour de l'axe des Z-Z.....	88
Figure IV.6. Spectre de réponse (Selon X et Y).....	89

Figure V.1. Zone nodale.....	97
Figure V.2. Section d'un poteau.....	101
Figure V.3. Schéma de ferrailage poteau s-sol + RDC+1 ^{ère} étage.....	103
Figure V.4. Schéma de ferrailage poteaux 2 ^{ème} étage+3 ^{ème} étage.....	103
Figure V.5. Schéma de ferrailage poteaux 4 ^{ème} étage+5 ^{ème} étage.....	104
Figure V.6. Schéma de ferrailage poteaux 6 ^{ème} étage+7 ^{ème} étage.....	104
Figure V.7. Schéma de ferrailage poteaux 8 ^{ème} étage+9 ^{ème} étage.....	105
Figure V.8. Schéma de ferrailage poteaux 10 ^{ème} étage.....	105
Figure V.9. Répartition des moments dans les zones nodale.....	111
Figure V.10. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	117
Figure V.11. Zone courante et tendue dans les voiles.....	120
Figure V.12. Schéma de ferrailage du voile Vx3. (niveau RDC.).....	123
Figure V.13. Schéma de ferrailage du voile Vy1, Vy3. (Niveau RDC.).....	124
Figure VI.1. Semelle isolée.....	126
Figure VI.2. Semelle filante.....	127
Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier.....	133
Figure VI.4. Schéma statique du débord.....	133
Figure VI.5. Schéma de ferrailage du débord.....	134
Figure VI.6. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier.....	134
Figure VI.7. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier dans le sens (x-x)	135
Figure VI.8. Schéma statique de la nervure selon x-x.....	135
Figure VI.9. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier selon le sens (y-y)	136
Figure VI.10. Schéma statique de la nervure selon y-y.....	136
Figure VI.11. Schéma ferrailage de la nervure selon x-x.....	139
Figure VI.12. Schéma ferrailage de la nervure selon y-y.....	139
Figure VI.13. Répartition des contraintes sur le voile.....	140
Figure VI.14. Schéma ferrailage voile périphérique	143

Liste des tableaux

Tableau I.1. Les armatures utilisées dans la construction.....	09
Tableau II.1 : Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux.....	24
Tableau II.2 : Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.....	24
Tableau II.3 : Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	25
Tableau II.4 : Evaluation des charges revenant au balcon et séchoir en dalle pleine.....	25
Tableau II.5 : Evaluation des charges revenant au palier en dalle pleine.....	25
Tableau II.6 : Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.....	26
Tableau II.7 : Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	26
Tableau II.8 : descente de charge poteau B3.....	29
Tableau II.9 : Descente de charge pour le poteau D3.....	31
Tableau II.10 : récapitulatif des vérifications à la compression simple.....	32
Tableau II.11 : vérification à la compression pour chaque changement de section des poteaux.....	32
Tableau II.12 : Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité P1.....	32
Tableau II.13 : Les charges de l'acrotère.....	33
Tableau II.14. Récapitulatif des dimensions des différents éléments.....	34
Tableau III.1 : Différent types de poutrelles.....	36
Tableau III.2 : charges revenant aux poutrelles.....	36
Tableau III.3 : charges revenant aux poutrelles pour les différents planchers.....	38
Tableau III.4 : Calcul des sections de ferraillements des poutrelles	44
Tableau III.5 : Choix des barres d'armature et vérification au cisaillement.....	45
Tableau III.6 : Vérification aux états limites de compression du béton.....	45
Tableau III.7 : Vérification aux états limites de déformation.....	46
Tableau III.8 : Schémas de ferraillement des poutrelles par niveaux.....	46
Tableau III.9 : Tableau de ferraillement en travée pour une dalle a quatre appui	48
Tableau III.10 : Tableau de ferraillement en appui pour une dalle a quatre appui	49
Tableau III.11 : Tableau de la flèche d'une dalle sur quatre appui.....	51
Tableau III.12 : Tableau de ferraillement a l'ELU d'une dalle sur un seul appui	53
Tableau III.13 : Tableau des vérifications de l'effort tranchant	53
Tableau III.14 : Tableau des vérifications des contraintes.....	53
Tableau III.15 : Tableau des calculs de ferraillement d'une dalle a trois appuis	55
Tableau III.16 : Tableau des vérifications de l'effort tranchant	55
Tableau III.17 : Tableau des vérifications des contraintes.....	55
Tableau III.18 : Tableau des vérifications des contraintes.....	56
Tableau III.19 : Ferraillement de la dalle de l'ascenseur.....	59
Tableau III.20 : Efforts tranchants dans la dalle de l'ascenseur.....	60
Tableau III.21 : Moments à l'ELS dans la dalle de l'ascenseur.....	60
Tableau III.22 : Vérification des contraintes dans la dalle de l'ascenseur.....	60
Tableau III.23 : Combinaisons de calcul de l'acrotère.....	62
Tableau III.24 : Tableau de ferraillement de l'acrotère.....	63
Tableau III.25 : Tableau de sollicitation de l'escalier étage courant	66
Tableau III.26 : Ferraillement de l'escalier E.C.....	66
Tableau III.27 : Tableau de vérification de contraintes	67
Tableau III.28 : vérification des flèches.....	68
Tableau III.29 : Tableau de sollicitation.....	69
Tableau III.30 : Tableau de ferraillement De L'escalier RDC, Type1.....	70
Tableau III.31 : Tableau de vérification de contraintes.....	71

Tableau III.32 : Vérification de la flèche	71
Tableau III.33 : Tableau de sollicitation RDC, Type2.....	73
Tableau III.34 : Tableau de ferrailage De L'escalier RDC,Type 2.....	73
Tableau III.35 : Tableau de vérification des contraintes	74
Tableau III.36 : Tableau de vérification de la flèche.....	75
Tableau III.37 : Tableau de ferrailage poutre palier.....	77
Tableau III.38 : Tableau des contraintes.....	79
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités.....	84
Tableau IV.2 : Périodes et taux de participation massique de la structure.....	87
Tableau IV.3/4 : Vérification de la résultant des forces sismiques.....	89
Tableau IV.5 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	90
Tableau IV.6 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens x-x	90
Tableau IV.7 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens y-y	91
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit.....	91
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements sens x-x.....	92
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements sens y-y.....	92
Tableau IV.11 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens x-x.....	93
Tableau IV.12 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y-y.....	94
Tableau IV.13 : Dimensions finales des éléments structuraux.....	94
Tableau V.1 : Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.....	97
Tableau V.2 : Sollicitation et ferrailages dans les poteaux.....	99
Tableau V.3 : Vérification de ferrailage transversal	100
Tableau V.4 : Vérification au flambement des différents poteaux.....	101
Tableau V.5 : Vérification de la contrainte dans le béton dans les poteaux.....	102
Tableau V.6 : Vérification des sollicitations tangente dans les poteaux.....	103
Tableau V.7 : Sollicitation ferrailages des poutres	108
Tableau V.8 : Vérifications des contraintes tangentielles.....	109
Tableau V.9 : Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement.....	110
Tableau V.10 : Vérifications de l'état limite de compression du béton.....	110
Tableau V.11 : Vérification de l'état limite de la déformation.....	110
Tableau V.12 : Vérification des flèches.....	111
Tableau V.13 : Moments résistants dans les poteaux.....	111
Tableau V.14 : Moments résistants dans les poutres principales.....	112
Tableau V.15 : Moments résistants dans les poutres secondaires.....	112
Tableau V.16 : Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	113
Tableau V.17 : Vérification des zones nodales selon le sens secondaires.....	113
Tableau V.18 : Schéma de ferrailage des poutres principales du plancher.....	114
Tableau V.19 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires du plancher.....	115
Tableau V.20 : Tableau de ferrailage de la poutre de chainage.....	116
Tableau V.21 : Tableau de vérification des contraintes.....	117
Tableau V.22 : Vérification des flèches.....	117
Tableau V.23 : Sollicitations dans le voile X5.....	120
Tableau V.24 : Ferrailage du voile Vx1, Vx2, Vx3, Vx4, Vx5, Vx6 dans tous les niveaux.....	122
Tableau V.25 : Ferrailage du voile Vy1, Vy3 dans tous les niveaux.....	122
Tableau V.26 : Ferrailage du voile Vy2, Vy4 dans tous les niveaux.....	123
Tableau VI.1 : Section d'armature du radier.....	132
Tableau VI.2 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	132
Tableau VI.3 : Section d'armature du radier à l'ELS.....	132
Tableau VI.4 : Tableau du ferrailage du débord.....	133
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	134
Tableau VI.6 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU (X-X).....	136

Tableau VI.7 : Sollicitation dans les nervures à l'ELS(X-X).....	137
Tableau VI.8 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU (Y-Y).....	137
Tableau VI.9 : Sollicitation dans les nervures à l'ELU (Y-Y).....	137
Tableau VI.10 : Ferrailages des nervures	138
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	138
Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	138
Tableau VI.13 : Ferrailage des voiles périphérique.....	141
Tableau VI.14 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	142
Tableau VI.15 : Section d'armature du radier à l'ELS.....	142

Symboles Et Notations

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_a, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

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_t : la flèche totale.

Δf_{adm} : la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
ht : hauteur totale du plancher.
h0 : épaisseur de la dalle de compression.
he : hauteur libre d'étage.
I : Moment d'inertie (m^4).
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 : Charge variable.
Q : Facteur de qualité.
q_u : charge ultime.
q_s : charge de service. .
L : Longueur ou portée.
L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
L_x = distance entre nus de poutrelles.
L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
l' : longueur fictive.
L_g et **L_d** : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
M : Moment en général.
Ma : Moment sur appui.
Mu : Moment de calcul ultime.
M_{ser} : Moment de calcul de service.**Mt** : 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
Ns : Effort normal de service.
Nu : Effort normal ultime
N : Effort normale du aux charges verticales.
n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

S_t : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

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 : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa)

ht : hauteur total du radier (m).

h : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

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).

q : chargement KN/ml..

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

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

Le Génie civil est une branche de l'ingénierie qui englobe la planification, puis la conception, ensuite la construction et l'entretien des immeubles résidentiels et commerciaux voir également les structures et l'installations d'approvisionnement en eau (gaz et d'électricité).

Le génie civil s'intéresse à toutes les corps de métier, que ce soit dans le secteur public ou privée, apanage, des entrepreneurs, des constructeurs, ou des chercheurs confondus.

Il va de soi que tous les projets de génie civil quelles – qu'ils soient doivent se conformer aux règles et aux lois urbanistiques rédigé par l'état. Comme corolaire il est entendu que les projets seront établis Dans un esprit de stricte économie, et demanderont Dans le temp un minimum d'entretien et seront résistant a toutes condition métrologique avec un minimum de sécurité.

Au fil du temp et au fur et à mesure des générations, l'esprit du génie civil n'a pas était insensible au projet de toute sorte. Conditionnant l'humanité qui avance !

Ainsi le département génie civil, a eu le souci de moderniser ces outils de travail à la fois en matière de robustesse et bien sûr de fiabilité des projets juger naguère du domaine l'impossibilité sont devenue, grâce à une meilleur maitrise technologie tout à fait faisable et performante.

Parmi ces techniques innovantes on peut citer l'outil logiciel, et parmi eux on a par exemple : le SAP, ROBOT et l'ETABS qui rendent la résolution plus facile.

Le présent projet consiste a étudier un bâtiment (R+10+Sous-Sol) contreventé par un système mixte (voile + portique), nous avons repartie le travail en plusieurs chapitres :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités
- Le deuxième chapitre, pour le prédimensionnement des élément structuraux de la structure
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires
- Le quatrième chapitre, pour l'étude sismique
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux
- Le dernier chapitre ; pour l'étude de l'infrastructure.
- Et on termine par une conclusion général qui synthétise notre travail

Chapitre I

Généralité

I.1 Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir les caractéristiques géométriques (longueur, largeur et la hauteur totale du bâtiment). Aussi bien que ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux) et les caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à étudier d'un bâtiment en (R+10 + sous-sol) à usage d'habitation et commercial au niveau du RDC, qui sera implanté dans la wilaya Ain Defla qui est classée en zone de moyenne sismicité (II_b) selon RPA 99/ version 2003. La structure est composée d'un :

- Sous-sol.
- RDC à usage commercial
- Dix étages à usage d'habitation
- Une cage d'escalier
- Une cage d'ascenseur

Nos calculs respecteront les règlements en vigueur :

- Règles Parasismiques Algériennes 99 (RPA) / version 2003.
- Béton Armé aux Etats Limite (BEAL 91 révisé 99)
- Code de béton Algérien (CBA 93)
- Document Technique Réglementaire (DTR)

I.2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

a. Dimensions en plan de l'ouvrage

2.

- ✓ Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal) : 24,70 m.
- ✓ Largeur totale du bâtiment (sens transversal) : 11,16m.

a. Dimensions en élévation de l'ouvrage

- ✓ Hauteur du sous-sol : 3,5 m
- ✓ Hauteur du rez-de-chaussée : 3,5 m.
- ✓ Hauteur d'étage courant : 3,06 m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment : 34,10 m.

b. Classification selon le RPA99VER .2003 (Article 3.2 , page 25).

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le " groupe 2 ", car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2.2 Rapport sur le sol

Le sol étudié doit recevoir 150 logements à « HAY EL-KHACHAB », wilaya AIN DEFLA.

Les puits de reconnaissance, les essais pénétrométriques ainsi que les analyses de laboratoire nous permettent de prendre la couche d'argile limoneuse sableuse, graveleuses, comme couche de fondation du projet.

D'après ce rapport de sol on peut le classer S3 (sol meuble). Le taux de travail à appliquer est de 1.6 bar.

I.2.3 Eléments constitutifs de l'ouvrage :

➤ Ossature :

Ce bâtiment est en ossature mixte, composé de portiques (poteaux, poutres) qui sont destinés à reprendre les charges et les surcharges verticales ; et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinaux et transversaux, formant ainsi un système de contreventement rigide, assurant la stabilité de l'ouvrage.

➤ Plancher :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et reprenant les surcharges verticales ; donc ils ont pour but la séparation de deux niveaux successifs du bâtiment.

Il y a deux types de planchers.

1. Planchers corps creux :

Ils sont constitués de corps creux, et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles coulé sur place. Ils ont pour fonctions :

- ✓ Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participant à la stabilité de la structure).
- ✓ L'isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.
- ✓ Le Support des plafonds et revêtement.

2. Dalles pleines en béton armé :

Des dalles pleines de béton armé sont prévus là où il n'est pas possible de réaliser des plancher en corps creux en particulier pour la cage d'ascenseur et les balcons.

❖ Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher ; ils seront réalisés en dalle pleine surtout.

❖ Escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux. Un escalier est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisées en béton armé coulé sur place.

Le coulage s'effectuera par étage.

Notre escalier comporte est de type droit.

❖ Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé coulé sur place.

❖ Maçonnerie :

On appelle maçonnerie, un ouvrage composé de matériaux (blocs béton, briques, pierres,).

Unis par un liant (mortier, ciment, plâtre,) le plus souvent dans le but de construire un mur.

Dans notre ouvrage la maçonnerie est constituée de deux types de murs :

- ✓ Murs extérieurs : réalisés en double cloisons de briques creuses de 15 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique et phonique
- ✓ Murs de séparation antérieure : ils seront réalisés en briques creuses d'épaisseur égal à 10 c m

❖ Revêtement :

Ils sont réalisés en :

- ✓ Mortier de ciment de 02 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- ✓ Enduit de plâtre de 02 cm d'épaisseur pour les murs intérieures et plafonds.
- ✓ Carreaux Grés-Céram pour les sols
- ✓ Faïence pour les murs des cuisines et des salles d'eau
- ✓ Carrelage pour les escaliers et les planchers.

❖ L'acrotère :

- ✓ Partie supérieure d'un mur réalisé dans le cas de toiture terrasse ou à l'extrémité
- ✓ Bandeaux périphériques en béton ou maçonnerie qui entourent une toiture, généralement une terrasse est destinée à recevoir un relevé d'étanchéité.

❖ Fondations :

La fondation est l'élément situé à la base de la structure, et constitue une partie essentielle de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier ; Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage

❖ Système de coffrage :

On utilise un coffrage classique en bois pour les portiques, les planches ; et un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps de décoffrage.

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisé dans la construction de présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (BAEL 91 révisée 99) et aux règles parasismiques algérienne (RPA 99 version 2003).

❖ Béton :

Le béton est un terme générique, qui désigne un matériau de construction composite, confectionner à base de ciment, gravier, sable et eau ; après une étude de composition réaliser par un laboratoire spécialisé. Il est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression, qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et en eau et l'âge du béton.

Le dosage courant par 1m^3 sera comme suit :

- Granulats :
 - ✓ Sable : 380 à 450 dm^3 (diamètre des granulats $\leq 5\text{mm}$)
 - ✓ Gravillon : 750 à 850 dm^3 (diamètre des granulats $\leq 25\text{mm}$)
- Ciment : 350 kg/m^3
- Eau de gâchage : 150 à 200L

I.3.1 Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement, obtenue par des essais sur éprouvettes normalisées, de diamètre égal à la moitié de la hauteur (16cm/32cm), noté f_{c28} .

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est défini par :

$$\begin{cases} f_{c_j} = \left(\frac{j}{4,73+0,83j} \right) \times f_{c_{28}} & \text{Pour } f_{c_{28}} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{c_j} = \left(\frac{j}{1,40+0,95j} \right) \times f_{c_{28}} & \text{Pour } f_{c_{28}} \geq 40 \text{MPa} \end{cases} \quad (\text{BAEL/91 révisé 99 articles 2-1 11})$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adaptons une valeur de: $f_{c_{28}}=25\text{MPa}$

I.3.2 Résistance caractéristique à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction, notée est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c_j}$$

Dans notre cas :

$$f_{c_{28}} = 25 \text{ MPA}, f_{t_{28}} = 2,1 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL 91/ 99 Article 4-3.41})$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{c_j} \leq 60 \text{ MPA}$

I.3.3 Contrainte limite de béton :

On définit les contraintes limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels la structure est calculée.

➤ Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de la stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture)

-Contrainte limite à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c_{28}}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ [MPa]}$$

γ_b : coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,50 & \text{pour situation courante.} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{pour situation accidentelle.} \end{cases}$$

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si la durée d'application est supérieure à 24 Heures.} \\ \theta = 0,9 & \text{si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.} \\ \theta = 0,85 & \text{si la durée d'application est inférieure à 1 heure.} \end{cases}$$

Pour : $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$

On aura $f_{bu} = 14,2 \text{ MPA}$

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1$

On aura $f_{bu} = 18,48 \text{ MPA}$.

- Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU :

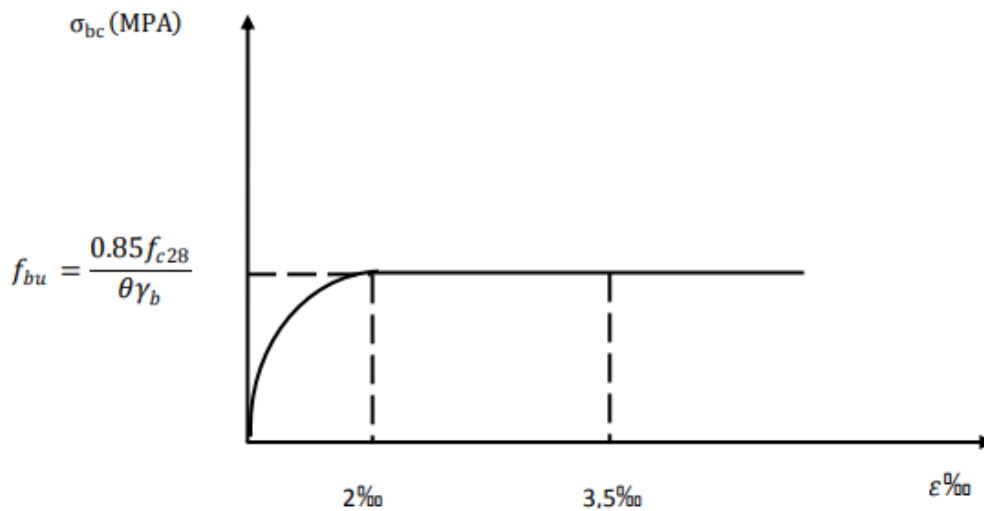


Figure I-1 : diagramme des contraintes-déformation à l'ELU.

Le diagramme est composé de :

- D'un tronc de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangulaire (l'étape plastique) $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, qui comprennent les états limites de fissuration.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} \text{ MPA (BAEL 91 Art A.4.5, 2)}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA à l'ELS}$$

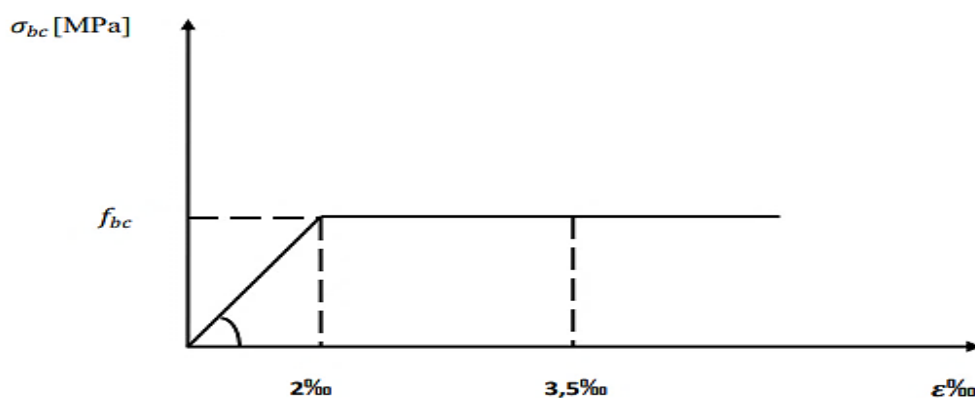


Figure I-2 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

I.3.4 Contrainte limite de cisaillement (art A-5-1-2-1 BAEL 91/ modifiée 99)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

V_u : est l'effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

h : hauteur utile.

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes.

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,20 \times f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \text{ Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,20 \times f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \text{ Pour fissuration préjudiciable et très Préjudiciable.}$$

- **Module de déformation longitudinale :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

- **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa) (Article A – 21/BAEL 91 modifié 99).}$$

$$\text{pour } f_{ij} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation différé :**

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 F_{c28}^{1/3} \text{ (MPa) (Article A-21/BAEL 91 modifié 99).}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation transversale :**

$G = E / 2(1 + \nu)$ Avec E : module de Young

ν : (Coefficient de poisson) : il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation longitudinale, et égal à :

$-\nu=0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré

$-\nu=0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton non fissuré

❖ Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de traction auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leur nuance et leurs états de surface extérieure, à savoir

1. Barre lisse
2. Barre à haute adhérence (HA)
3. Treillis soudé

Nuance	Acier doux	Acier (HA)	Treilles soudé	
Désignation	FeE215	FeE400	d ≥ 6mm	TSL500
		FeE500	Ø < 6mm	TSL250

Tableau I.1. Les armatures utilisées dans la construction.

• **Module d'élasticité longitudinale des aciers :**

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :
 $E_s = 2.10^5$ MPA. (Article : A.2.2, 1 /BAEL91 modifier 99)

• **Contrainte limites :**

➤ **Contrainte limite ultime (ELU) :**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Avec : γ_s : coefficient de sécurité : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$

➤ **Contrainte limite de service (ELS) :**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91/modifier 99, on distingue trois cas de fissuration :

• **Fissuration peu nuisible :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible lorsque : les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations. Dans ce cas aucune vérification n'est effectuée.

• **Fissuration préjudiciable :**

Lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposées aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\overline{\sigma}_t = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{nftj} \right\} \dots \dots \text{CBA93 (A.4.5.3.3)}$$

• **Fissuration très préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ; ou doivent assurer une étanchéité ; dans ce cas, il est important de respecter les règles suivantes :

$$\overline{\sigma}_t = \min \{ 0.5 f_e, 90 \sqrt{nftj} \} \dots \dots \dots \text{CBA93 (A4.5.3.4)}$$

Où :

- η : est le coefficient de la fissuration, tel que :
- η = 1 pour les aciers ronds lisses.
- η = 1,6 pour les aciers à haute adhérence (HA). φ > 6mm.
- η = 3 pour les aciers à haute adhérence (HA) de φ < 6mm.

- Diagramme contrainte déformation de calcul :

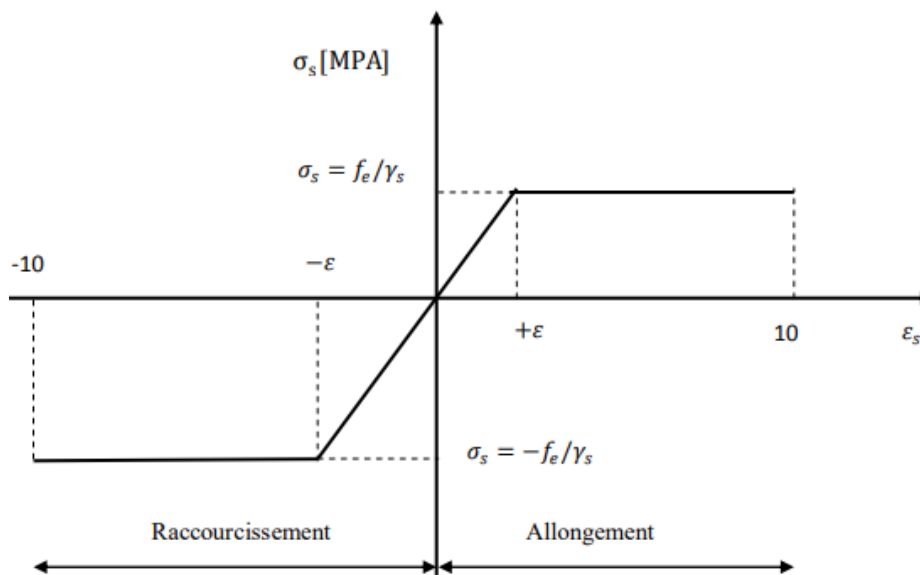


Figure1-3 : diagramme contraintes déformations de l'acier

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

I.4 Actions et sollicitations :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées. On distingue trois catégories d'actions.

➤ **Actions permanentes (G) :**

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

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

➤ **Actions variables (Qi) :**

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

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

➤ **Actions accidentelles (FA) :**

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

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

I.4.1 Combinaisons d’actions :

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

Dans ce qui suit on désigne par :

G_{max} : l’ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : l’ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i ($i > 1$) : action variable d’accompagnement.

c. Combinaisons d’actions à L’ELU :

➤ **Situations durables ou transitoires**

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

$$G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i \quad \text{CBA93 (Article A.3.3.2.1)}$$

Avec :

Ψ_{0i} : 0,77 pour les bâtiments à usage courant.

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

γ_{Q1} : vaut 1,5 en général et 1,35 dans les cas suivants :

- Bâtiments agricoles à faibles occupation humaine.
- Changes d’exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier.
- La température.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i \quad \text{CBA93 (Article A.3.3.2.2)}$$

F_A : valeur nominale de l’action accidentelle.

$\Psi_{11} Q_1$: valeur fréquente d’une action variable.

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

Pour ce qui est de l’action sismique les règles parasismiques algériennes RPA99 /2003 considèrent les combinaisons d’actions suivantes :

- $G + Q \pm E \dots \dots \dots (1)$
- $0,8G \pm E \dots \dots \dots (2)$

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

- $G + Q \pm 1,2E \dots \dots \dots (3)$ **RPA99/2003(Art5.2)**

d. Combinaisons d'actions à L'ELS.

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

CBA93 (article A.3.3.3)

Chapitre II

Prédimensionnement

I.1 Introduction :

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant, il faut un pré dimensionnement de ces éléments, ce dernier doit être conformé aux règles BAEL91, CBA93, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

II.2 Planchers :

II.2.1 Planchers corps creux :

Plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et une dalle de compression (Figure 2.1).

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de la flèche donnée par CBA93 (Art B.6.8.4.2.4).

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

L_{max} : Distance maximale entre nus d'appuis des poutrelles selon le sens de la disposition.

$$L_{max} = 355 - 30 = 325 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{325}{22,5} = 14,4 \text{ cm}$$

On prend b de la poutre forfaitairement :

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

Soit $h_t = h_{cc} + h_0$
 $H_t = 16 + 4$

h_{cc} : 16cm hauteur de corps creux.

h_0 : 4cm hauteur de la dalle de compression (Choisie forfaitairement entre 4 et 6 cm)

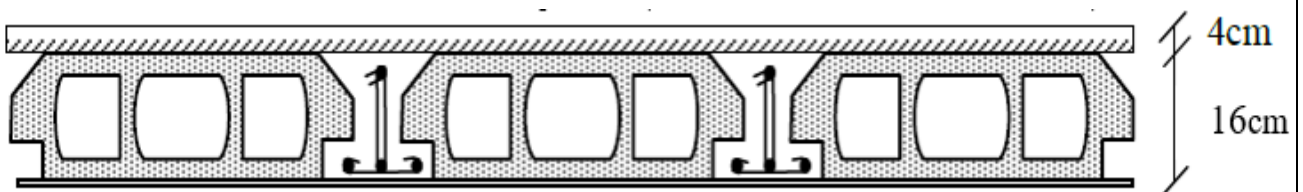


Figure II.1 : Coupe transversale du plancher à corps creux

II.1.2 Disposition des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton ou coulé sur place elles sont disposées selon deux critères :

- Critère de la plus petite portée
- Critère de continuité

Le schéma de disposition dans les différents niveaux est présenté sur la figure suivante

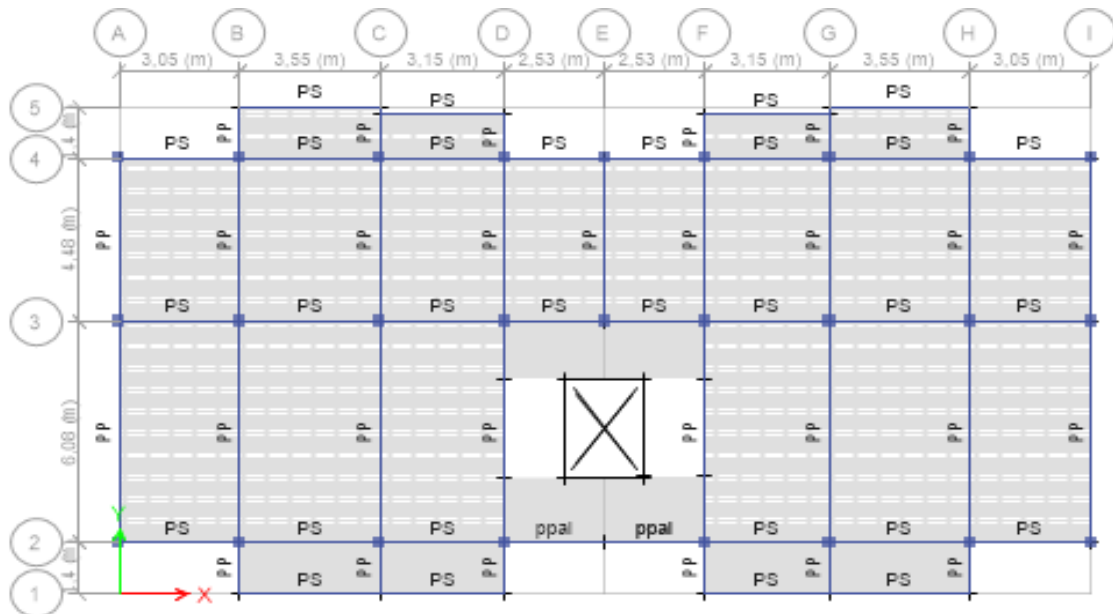


Figure II.2 schéma disposition des poutrelles

❖ Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en T (Solidaire avec la dalle de compression).

Tel que :

- ✓ h_t : hauteur total de la poutrelle.
- ✓ h_0 : hauteur de la de compression.
- ✓ b_0 : largeur de la nervure, choisie forfaitairement.
- ✓ b : largeur efficace.
- ✓

$$\frac{b-10}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_{ymin}}{10} \right) \dots\dots\dots \text{(CBA .Art 4.1.3)}$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_{ymin} : Longueur minimale entre nus d’appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Donc on a ce qui suit :

$h_t = 20\text{cm};$

$h_0 = 4\text{cm};$

$b_0 = 10\text{ cm}$

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

$L_{ymin} = 253 - 30 = 223\text{ cm}$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min \Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min (.27, 5 ; 22,3), \text{ on opte pour } b=50\text{ cm}$$

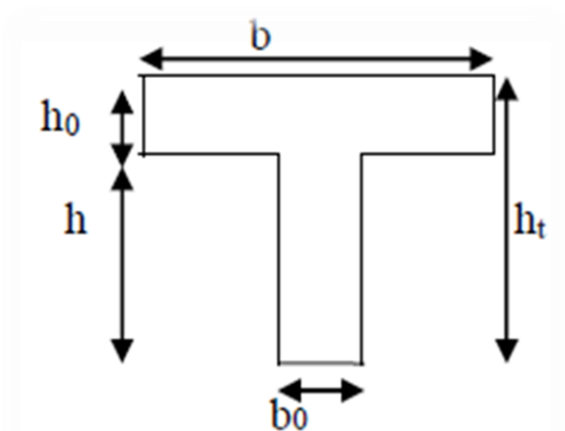


Figure II.3 schéma d'une poutrelle

II.2.2 Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées L_x et L_y . On désigne par L_x la plus petite portée. Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

- **Critère de résistance à la flexion :**

$\frac{L_x}{20} \leq e$ Pour une dalle, sur un seul ou deux appuis.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$... Pour une dalle hyperstatique, (4 appuis) et 3 appuis et. $\rho < 0,4$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur trois appuis et une dalle sur 4 appuis. $\rho \geq 0,4$

- **Critère de résistance au feu (coupe-feu) :**

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

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

$e \geq 14$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

- **Isolation phonique :**

$$e \geq 14 \text{ cm.}$$

Les différents types de panneaux de dalles, de notre structure, sont représentés sur les figures suivantes :

✓ Non applicable pour les dalles de l'extérieur (balcons).

✓ Notre projet comporte trois types de dalles :

- **Dalle sur trois appuis : Séchoir(D1) :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{125}{285} = 0,438 > 0,4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{125}{45} \leq e \leq \frac{125}{40}$$

$$2,78 \leq e \leq 3,125$$

- Dalle sur un seul appui :

- Balcons(D2) :

$$\frac{Lx}{20} \leq e$$

$$\frac{40}{20} \leq e$$

$$e \geq 2cm$$

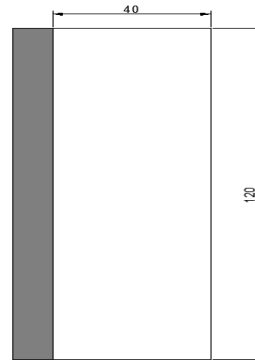


Figure II.4 dalle sur un seul appui

- Dalle sur trois appuis Séchoir(D3) :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{125}{325} = 0,38 < 0,4$$

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$$

$$\frac{125}{35} \leq e \leq \frac{125}{30}$$

$$3,57 \leq e \leq 4,16$$

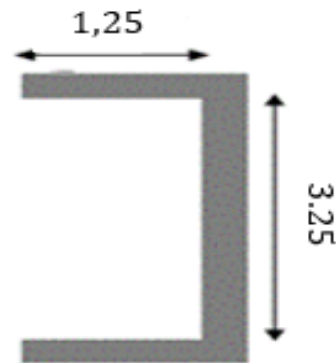


Figure II.5 dalle sur trois appuis

- Dalle sur 4 appuis :

- Dalle de la terrasse inaccessible(D4) :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{476}{578} = 0,82 > 0,4$$

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

$$\frac{476}{45} \leq e \leq \frac{476}{40}$$

$$10,57 \leq e \leq 11,9$$

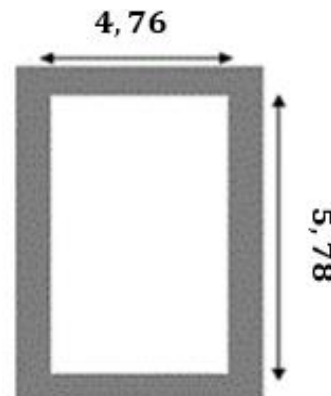


Figure II.6 dalle sur quatre appuis

- Pour les dalles des séchoirs (dalles sur trois appuis) on prend $e = 14$ cm, en tenant compte le critère de coupe de feu et l'isolation phonique
- Pour les dalles des balcons (dalles sur un seul appui) on prend $e = 14$ cm, en tenant compte le critère de coupe de feu et l'isolation phonique
- Pour la dalle de la terrasse inaccessible (dalles sur quatre appuis) on prend $e = 14$ cm, en tenant compte le critère de coupe de feu et l'isolation phonique

II.3 Prédimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire se fait en respectant les conditions du BAEL91 suivante :

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

L_{max} : la plus grande portée (entre nus d'appuis).

II.3.1 Poutre principale :

$L_{max} = 608 - 30 = 578 \text{ cm}$.

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

$$\frac{578}{15} \leq h \leq \frac{578}{10}$$

$$38,53 \leq h \leq 57,8$$

Donc on prend $h = 40 \text{ cm}$

Poutre Principale $\begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

Vérification des exigences RPA99/2003 (Artc 7.5.1)

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifier} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

II.3.2 Poutre secondaire :

$L_{max} = 355 - 30 = 325 \text{ cm}$

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10}$$

$$21,66 \leq h \leq 32,5$$

Donc

$h = 30 \text{ cm}$

Poutre secondaire $\begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

$$\begin{cases} h = 30 \geq 20 \dots \dots \text{vérifier} \\ b = 30 \geq 30 \dots \dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots \dots \text{vérifier} \end{cases}$$

II.4 Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe, ayant une dimension plus petite que les autres (qui est l'épaisseur.)

Elle est donnée par les conditions du RPA99/2003 (Artc 7.7.1) suivantes :

1. $e \geq 15 \text{ cm}$
2. $e \geq \frac{he}{20}$
3. $L = 4 \times e$
 - he : hauteur libre d'étage.
 - a : épaisseur du voile.
 - L : longueur du voile.

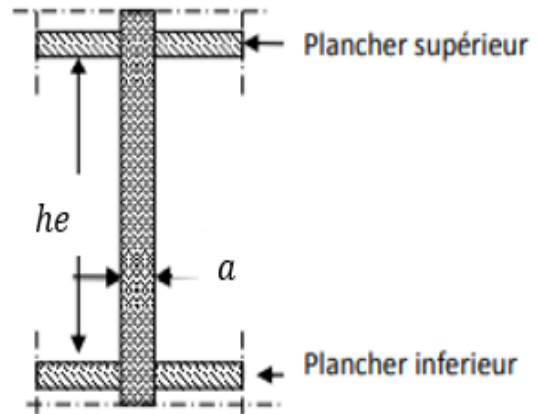


Figure II.7 coupe verticale d'un voile

Dans notre projet la hauteur libre du RDC est différente de celle de l'étage courant donc :

➤ Le prédimensionnement des voiles pour le RDC et sous-sol :

$$\begin{aligned} \Rightarrow h &= 350 \text{ cm} \\ \Rightarrow he &= 350 - 30 \\ \Rightarrow he &= 320 \text{ cm} \\ \Rightarrow e &\geq \max \left\{ \frac{he}{20}, 15 \right\} \\ \Rightarrow e &\geq \max \left\{ \frac{320}{20}; 15 \right\} \\ \Rightarrow e &\geq \max \{ 16; 15 \} \\ \Rightarrow e &\geq 16 \\ \Rightarrow e &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

On opte pour une épaisseur de **20 cm** pour les voiles du RDC

➤ Le pré dimensionnement des voiles pour l'étage courant :

Nous avons :

$$\begin{aligned} h &= 306 \text{ cm.} \\ h_e &= 306 - 30 = 276 \text{ cm.} \\ e &\geq \max \left[\frac{he}{20}; 15 \right] \\ e &\geq \max \frac{276}{20}; 15 \\ e &\geq \max [13,8 ; 15] \\ e &\geq 15 \text{ cm.} \\ e &= 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

On opte pour une épaisseur de **15 cm** pour les voiles de l'étage courant

➤ Longueur minimale :

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e \quad \text{D ou } L_{\min} \geq 20 \times 4 \text{ Cm}$$

Soit : $L_{\min} = 80 \text{ Cm.}$

II.5 Escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches en béton permettant le passage d'un niveau à l'autre. Elles sont en béton armé, métallique ou en bois. Dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. La figure suivante représente les différents éléments de l'escalier :

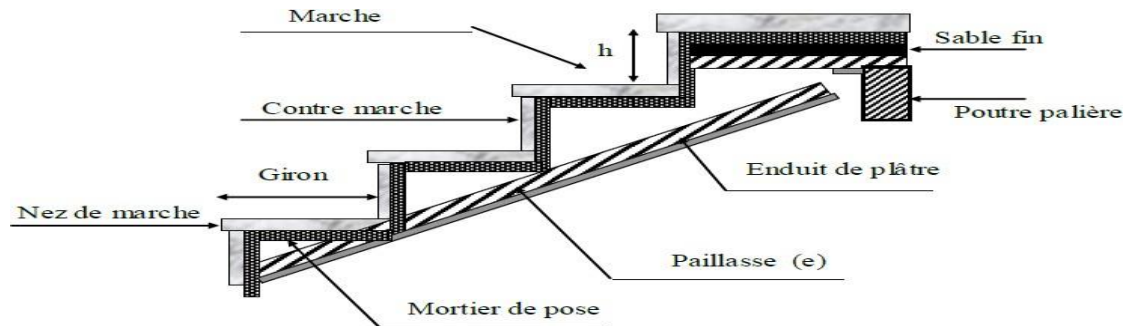


Figure II.8 Schéma d'un escalier

II.5.1 Dimensionnement

- La hauteur h des contres marches se situe entre 14 et 18 cm.
- La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- On utilise la formule empirique de BLONDEL pour calculer les dimensions de l'escalier :

$$60 \leq g + 2 \times h \leq 0,65m$$

Avec :

- H : la hauteur d'étage
- L_0 : Longueur projetée de la volée.
- g : le giron se situe entre 25 et 32 cm.
- n : nombres de contres marches.
- $n-1$: nombre de marches.
- h : La hauteur des contres marches se situe entre 14 et 18 cm.

Dans notre cas on a des escaliers de la même dimension dans tous les étages et de mêmes types, et d'un autre type et dimension dans le RDC.

II.5.2 Escalier étage courant :

Remarque :

Dans notre projet on remarque qu'on a une Longue portée de (entre axe = 6,08 m) dans la cage d'escalier. Cela va nous obliger à utiliser des épaisseurs assez grandes de 25cm !

Donc on intègre une poutre de chinage, qui va servir à éliminer le palier et de diminuer la portée à 3,94m.

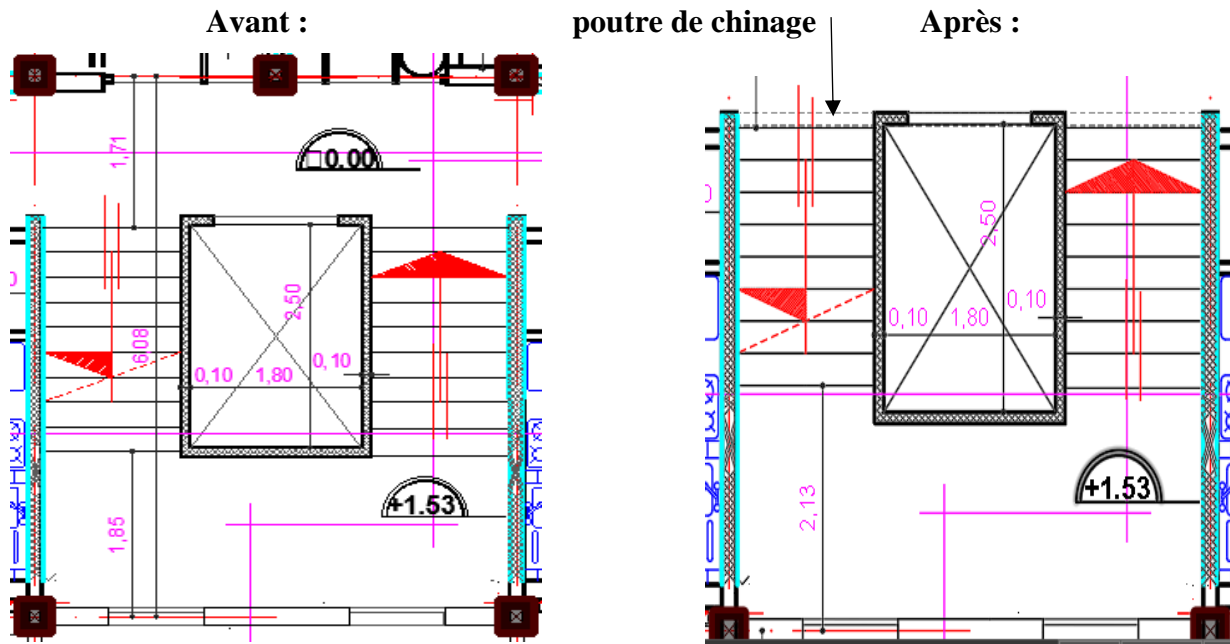


Figure II.9 schéma avant et après modification escalier

Donc d'après la formule de blondel on a :

$$60 \leq g + 2 \times h \leq 0,65m$$

Application :

- n = 9 contre marche
- n-1 = 8 marche
- $g = \frac{l_0}{n-1}$ et $h = \frac{H_0}{n}$

On a : $H_0 = \frac{306}{2}$ et $l_0 = 224cm$.

- $g = \frac{224}{8} = 28cm$
- $h = \frac{153}{9} = 17cm$
- $\alpha = \tan^{-1} \frac{153}{224} \approx 34,33^\circ$

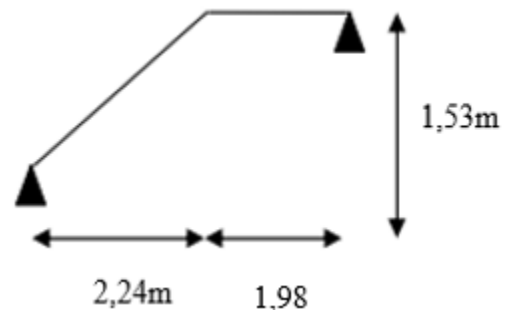


Figure II.10 schéma escalier étage courant

$$60 \leq g + 2 \times h \leq 65cm$$

$$60 \leq 28 + 2 \times 17 \leq 65cm$$

60 ≤ 62 ≤ 65cm.....La condition est vérifiée

Epaisseur de la pailleasse :

$$L_v = \sqrt{2,24^2 + 1,53^2}$$

$$\rightarrow L_v = 2,71m$$

$$L = L_v + L_p$$

$$\rightarrow L = 2,71 + 1,98 = 4,69m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ \frac{469}{30} \leq e \leq \frac{469}{20} \end{array} \right. \Rightarrow 15,63 \leq e \leq 23,45$$

On opte pour une épaisseur de 17 cm.

II.5.3 Escalier RDC :

Pour le RDC on a une hauteur de 350 cm
 Donc on a un escalier de la même façon que le schéma suivant, on peut considère que il y'a trois Type d'escalier :

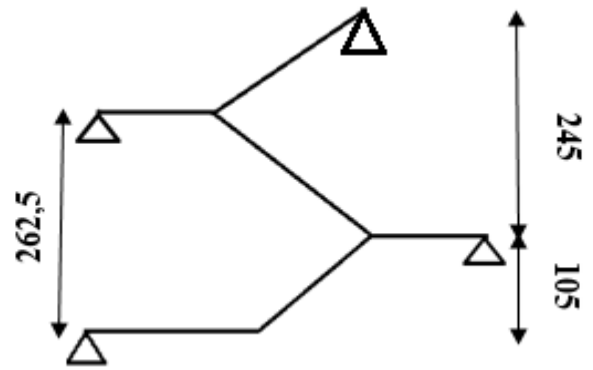


Figure II.11 schéma escalier RDC

Type 1 :

- n = 6 contre marche
- n-1 = 5 marche
- $g = \frac{l_0}{n-1}$ et $h = \frac{H_0}{n}$

On a : $H_0 = 105$ et $l_0 = 140$ cm.

- $g = \frac{140}{5} = 28\text{cm}$
- $h = \frac{105}{6} = 17,5\text{cm}$
- $\alpha = \tan^{-1} \frac{105}{140} \approx 36,86^\circ$

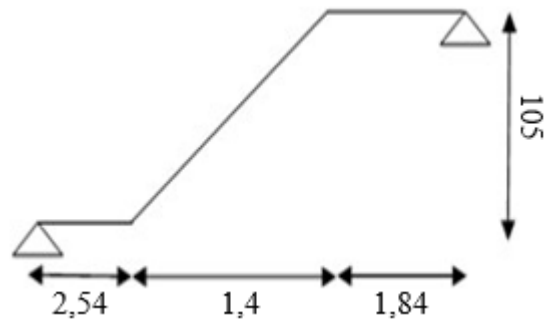


Figure II.12 schéma escalier type 1

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

$$60 \leq 28 + 2 \times 17,5 \leq 65\text{cm}$$

$$60 \leq 63 \leq 65\text{cm} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Epaisseur de la paille :

$$L_v = \sqrt{1,05^2 + 1,42^2}$$

$$\rightarrow L_v = 1,75\text{m}$$

$$L = L_v + L_p$$

$$\rightarrow L = 1,75 + 1,84 + 2,54 = 6,13\text{m}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ \frac{613}{30} \leq e \leq \frac{613}{20} \Rightarrow 20,43 \leq e \leq 30 \end{cases}$$

On opte pour une épaisseur de 25 cm.

Type 2 :

- n = 9 contre marche
- n-1 = 8 marche
- $g = \frac{l_0}{n-1}$ et $h = \frac{H_0}{n}$

On a : $H_0 = 157,5\text{cm}$ et $l_0 = 224\text{cm}$.

- $g = \frac{224}{8} = 28\text{cm}$
- $h = \frac{157,5}{9} = 17,5\text{cm}$
- $\alpha = \tan^{-1} \frac{157,5}{224} \approx 35,11^\circ$

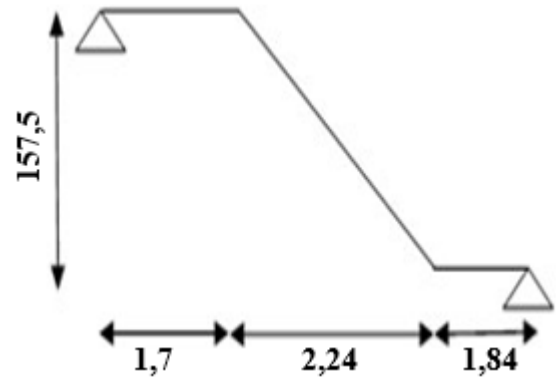


Figure II.13 schéma escalier type 2

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

$$60 \leq 28 + 2 \times 17,5 \leq 65\text{cm}$$

$60 \leq 63 \leq 65\text{cm}$La condition est vérifiée.

Epaisseur de la paille :

$$L_v = \sqrt{157,5^2 + 224^2}$$

$$\rightarrow L_v = 273,83\text{cm}$$

$$L = L_v + L_p$$

$$\rightarrow L = 627,83\text{cm}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ \frac{627,83}{30} \leq e \leq \frac{627,83}{20} \end{cases} \Rightarrow 20,92 \leq e \leq 31,39$$

On opte pour une épaisseur de 25 cm

Type 3 :

- n = 5 contre marche
- n-1 = 4 marche
- $g = \frac{l_0}{n-1}$ et $h = \frac{H_0}{n}$

On a : $H_0 = 87,5\text{cm}$ et $l_0 = 112\text{cm}$.

- $g = \frac{112}{4} = 28\text{cm}$
- $h = \frac{87,5}{5} = 17,5\text{cm}$
- $\alpha = \tan^{-1} \frac{87,5}{112} \approx 37,99^\circ$

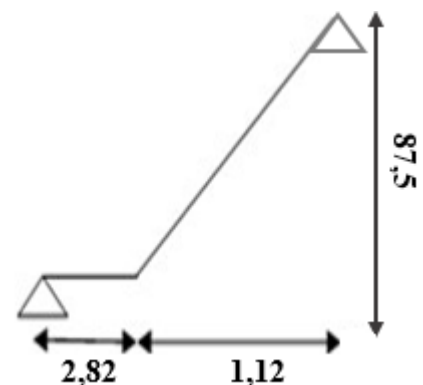


Figure II.14 schéma escalier type 3

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

$$60 \leq 28 + 2 \times 17,5 \leq 65\text{cm}$$

$60 \leq 63 \leq 65\text{cm}$La condition est vérifiée

Epaisseur de la paillasse :

$$Lv = \sqrt{87,5^2 + 112^2}$$

$$\rightarrow Lv = 142,13m$$

$$L = Lv + Lp$$

$$\rightarrow L = 424,13cm$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ \frac{424,13}{30} \leq e \leq \frac{424,13}{20} \Rightarrow 14,17 \leq e \leq 20 \end{array} \right.$$

On opte pour une épaisseur de 16 cm.

II.6 Evaluation des charges et surcharges :

N	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	(0,16+0,04)	2,85
5	Forme de pente	22	0,1	2,2
6	Enduit de Plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				6,41
Charge d'exploitation Q				1,5

Tableau II.1 : Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux

N	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	(0,16+0,04)	2,85
5	Cloison	/	0,1	1
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				5,21
Charge d'exploitation Q (étage courant)				1,5
Charge d'exploitation Q (étage commercial)				5

Tableau II.2 : Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,1	2,2
4	Dalle pleine	25	0,14	3,5
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
Charge permanente G				6,93
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.3 : Evaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine

N	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,14	3,5
5	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				4,86
Charge d'exploitation Q				3,5

Tableau II.4 : Evaluation des charges revenant au balcon et séchoir en dalle pleine

	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²) Palier Type 1
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,14	3,5
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				4,86
Charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.5 : Evaluation des charges revenant au palier en dalle pleine

N°	Couche		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Type 1	Type 2			
						Volée Etage courant	RDC		
							Volée 1	Volée2	Volée3
1	Carrelage	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4	0,4	
		Vertical	20	$\frac{0,02h}{g}$	0,24	0,24	0,24	0,24	
2	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,4	0,4	0,4	0,4	
		Vertical	20	$\frac{0,02h}{g}$	0,24	0,24	0,24	0,24	
3	Poids des marches		22	$\frac{h}{2}$	1,87	1,87	1,87	1,87	
4	Dalle pleine		25	$\frac{e}{\cos(\alpha)}$	4,75	7,81	7,37	5,07	
5	Enduit de ciment		18	$\frac{0,015}{\cos(\alpha)}$	0,32	0,18	0,17	0,19	
6	Garde du corps		/	/	0,6	0,6	0,6	0,6	
Charge permanente G (KN/m ²)					8,82	11,74	11,29	9,01	
Charge d'exploitation Q (KN/m ²)					2,5				

Tableau II.6 : Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine

N	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuses	/	0,15	1,3
3	Brique creuses	/	0,10	0,9
4	Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				2,74

Tableau II.7 : Evaluation des charges revenant aux murs extérieurs

II.7 Descente des charges :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charge et surcharge) suivant la direction du plus haut niveau au plus bas avant sa transmission au sol,

On effectuera la descente de charge sur le poteau le plus sollicité.

On le fera sur les poteaux :

B₃ : la plus grande surface

D₃ : voisin d'escalier.

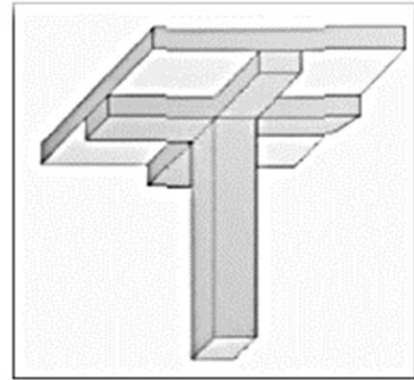


Figure II.15 schéma des sollicitations d'un poteau

La loi de dégression (DTR-BC2-2):

D'après le DTR CB 2 .2, pour un nombre d'étages qui composent la tour étudiée $n \geq 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour

Des surcharges d'exploitation différentes.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

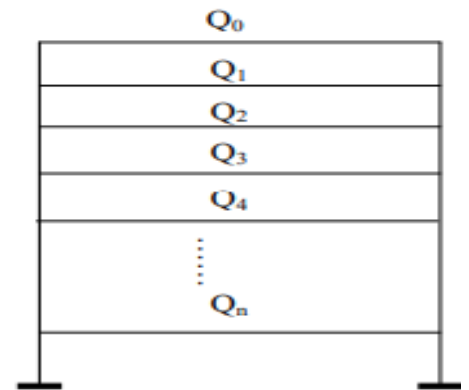
$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n) / 2n] \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$$

→ Pour $n \geq 5$



II.7.1 Descente de charge pour le poteau B3 :

Figure II.16 schéma de la loi de dégression

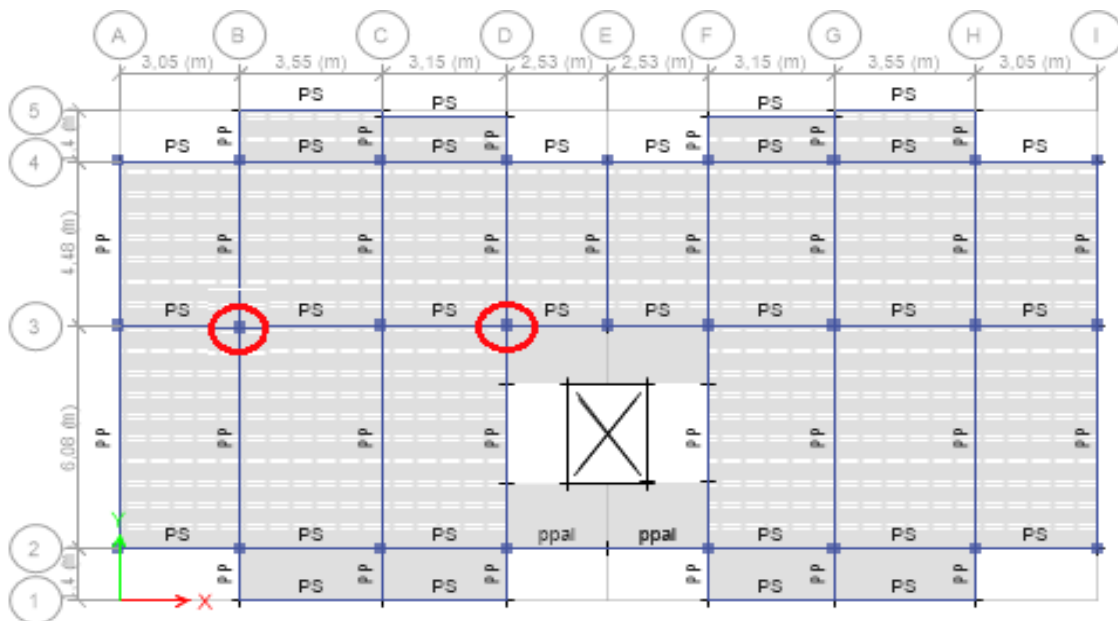


Figure II.17 schéma des deux poteaux supposés comme plus sollicité

On suppose que tous les poteaux sont de (30×30).

✓ **Exemple de calcul Surface afférente**

Du plancher (C.C) :

$$S_1 = (2,09 \times 1,625) = 3,396 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (1,425 \times 2,09) = 2,9782 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2,89 \times 1,425) = 4,11825 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (2,89 \times 1,625) = 4,69625 \text{ m}^2$$

Surface total (C.C): $S = 15,189 \text{ m}^2$

Les charges G:

1. Plancher terrasse accessible :

$$G = (15,189 \times 6,57) = 99,79 \text{ KN.}$$

2. Plancher étages courants :

$$G = (15,189 \times 5,21) = 79,133 \text{ KN}$$

3. Poutres principales :

$$G = [(0,4 \times 0,30 \times) + (0,3 \times 0,4 \times 2,09)] \times 25 = 14,94 \text{ KN.}$$

4. Poutre secondaire :

$$G = [(0,3^2 \times 1,625) + (0,3^2 \times 1,425)] \times 25 = 6,825 \text{ KN.}$$

5. Poteaux :

- Poteaux RDC + sous-sol :

$$G = [(0,3^2 \times 25 \times 3,5)] = 7,875 \text{ KN.}$$

- Poteaux étages courant :

$$G = [(0,32 \times 25 \times 3,06)] = 6,885 \text{ KN.}$$

Les charges Q :

- Terrasse Accessible + étages courants :

$$Q = [(15,189 \times 1,5)] = 22,7830 \text{ KN.}$$

- Commercial :

$$Q = [(15,189 \times 5)] = 75,9435 \text{ KN.}$$

Effort normale : $N_u = 1.35NG + 1.5NQ.$

Effort normale majoré : $N_u^* = 1.15 \times N_u.$

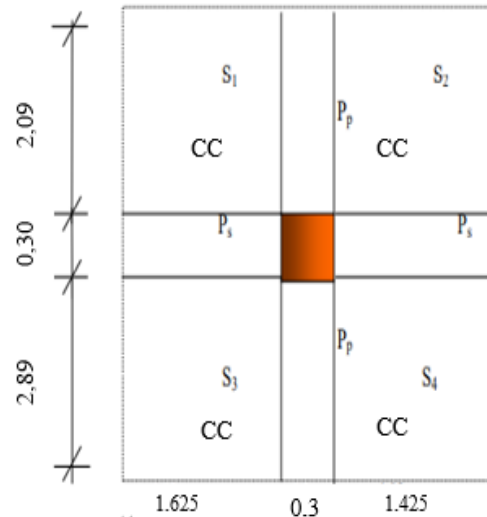


Figure II.18 Surface afférente poteau B3

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
N11	Plancher	99,369	26,39
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,68	
	La somme	126,05	
N10	Revenant de N11	126,05	26,4
	Plancher	97,13	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,88	
	La somme	233,88	
N9	Revenant de N10	233,88	23,76
	Plancher	97,13	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,88	
	La somme	341,744	
			76,55

N8	Revenant de N9	341,744	21,12
	Plancher	79,13	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,88	
	La somme	449,54	
N7	Revenant de N8	449,54	18,474
	Plancher	79,13	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,88	
	La somme	557,37	
N6	Revenant de N7	557,73	15,836
	Plancher	79,13	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,88	
	La somme	665,20	
N5	Revenant de N6	665,20	13,2
	Plancher	79,13	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,88	
	La somme	773,02	
N4	Revenant de N5	773,02	13,2
	Plancher	79,13	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,88	
	La somme	880,85	
N3	Revenant de N4	880,85	13,199
	Plancher	79,13	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,88	
	La somme	988,68	
N2	Revenant de N3	988,68	13,191
	Plancher	79,13	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	6,88	
	La somme	1096,51	
N1	Revenant de N2	1096,51	26,4
	Plancher	79,13	
	Poutres	21,80	
	Poteaux	7,87	
	La somme	1205,33	
Sous-sol	Revenant de N1	1205,33	87,99
	Plancher	79,13	
	Poutre	21,80	
	Poteaux	7,87	
	La somme	1314,15	
			285,96

Tableau II.8 : descente de charge poteau B3

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
N12	Plancher	21,94	3,16
	Poutres	11,028	
	Poteaux	6,68	
	La somme	39,85	
N11	Revenant de N12	39,85	23,53
	Plancher	70,12	
	Poutres	20,65	
	Poteaux	6,88	
	La somme	151,31	
N10	Revenant de N11	151,31	21,17
	Plancher	70,12	
	Poutres	20,65	
	Poteaux	6,88	
	La somme	248,98	
N9	Revenant de N10	248,98	18,823
	Plancher	70,12	
	Poutres	20,65	
	Poteaux	6,88	
	La somme	346,66	
N8	Revenant de N9	346,66	16,472
	Plancher	70,12	
	Poutres	20,65	
	Poteaux	6,88	
	La somme	444,35	
N7	Revenant de N8	444,35	83,162
	Plancher	70,12	
	Poutres	20,65	
	Poteaux	6,88	
	La somme	542,01	
N6	Revenant de N7	542,01	14,118
	Plancher	70,12	
	Poutres	20,65	
	Poteaux	6,88	
	La somme	639,68	
N5	Revenant de N6	639,68	11,765
	Plancher	70,12	
	Poutres	20,65	
	Poteaux	6,88	
	La somme	737,35	
N4	Revenant de N5	737,35	120,81
	Plancher	70,12	
	Poutres	20,65	
	Poteaux	6,88	
	La somme	835,03	
N3	Revenant de N4	835,03	11,765
	Plancher	70,12	
	Poutres	20,65	
	Poteaux	6,88	
	La somme	932,71	
			144,34

N2	Revenant de N3	932,71	11,765
	Plancher	70,12	
	Poutres	20,65	
	Poteaux	6,88	
	La somme	1030,38	156,105
N1	Revenant de N2	1030,38	11,765
	Plancher	70,12	
	Poutre	20,65	
	Poteaux	7,87	
	La somme	1131,94	167,87
Sous-sol	Revenant de N1	1131,94	38,96
	Plancher	70,12	
	Poutre	20,65	
	Poteaux	7,87	
	La somme	1233,35	206,83

Tableau II.9 : Descente de charge pour le poteau D3

II.6.2 Vérification du poteau :

Le poteau **B3** est le plus défavorable.

- **Vérification à la compression simple :**

$G = 1317,15$ KN et $Q = 285,96$ KN

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime N_u de 15%,

Tel que :

$$N_u^* = 1.15 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) = 1,15 \times (1,35 \times 1317,15 + 1,5 \times 285,96)$$

$$N_u^* = 2533,50 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_u^*}{B} = \overline{\sigma}_{bc} ; \text{ tel que } \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa} \Rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Tableau récapitulatif des vérifications à la compression simple.

Etages	Nu (KN)	Section (cm ²)	Comparaison (B > B calculé)		Observation
			B (m ²)	B calculé (m ²)	
10 ^{em} étage	241,224	30×30	0,09	0,0169	Vérifiée
9 ^{em} étage	454,16	30×30	0,09	0,0319	
8 ^{em} étage	662,60	30×30	0,09	0,0466	Vérifiée
7 ^{em} étage	866,39	30×30	0,09	0,061	Vérifiée
6 ^{em} étage	1065,66	30×30	0,09	0,075	Vérifiée
5 ^{em} étage	1260,38	30×30	0,09	0,088	Vérifiée
4 ^{em} étage	1450,55	30×30	0,09	0,102	Non Vérifiée
3 ^{em} étage	1640,72	30×30	0,09	0,115	Non Vérifiée
2 ^{em} étage	1830,88	30×30	0,09	0,128	Non Vérifiée

1 ^{er} étage	2021,06	30×30	0,09	0,142	Non Vérifiée
RDC	2212,43	30×30	0,09	0,155	Non Vérifiée
Sous-sol	2533,50	30×30	0,09	0,178	Non Vérifiée

Tableau II.10 : récapitulatif des vérifications à la compression simple.

Le tableau ci-dessous résume la vérification à la compression pour chaque changement de section des poteaux :

Etages	Nu (KN)	Section (cm ²)	Comparaison (B > B calculé)		Observation
			B (m ²)	B calculé (m ²)	
4 ^{em} étage	1450,55	35×35	0,1225	0,102	Vérifiée
3 ^{em} étage	1640,72	35×40	0,14	0,115	Vérifiée
2 ^{em} étage	1830,88	40×40	0,16	0,128	Vérifiée
1 ^{er} étage	2021,06	40×40	0,16	0,142	Vérifiée
RDC	2212,43	40×45	0,18	0,155	Vérifiée
Sous-sol	2533,50	40×45	0,18	0,178	Vérifiée

Tableau II.11 : vérification à la compression pour chaque changement de section des poteaux

➤ **Vérification selon les règles du RPA99 :**

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes :

En zone II_b :

$$\begin{cases} \min(a, h) \geq 30cm. \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4. \end{cases}$$

Où h_e : hauteur d'étage

Poteau	40×45	40×40	35×40	35×35	30x30	Observation
Min (b ₁ , h ₁) ≥ 25cm	40	40	35	35	30	Vérifiée
Min (b ₁ , h ₁) ≥ $\frac{h_e}{20}$	15,5	13,3	13,3	13,3	13,3	Vérifiée
$0,25 < \frac{b}{h} < 4$	0,89	1	0,87	1	1	Vérifiée

Tableau II.12 : Résultats des exigences du RPA pour le poteau le plus sollicité P1.

II.8 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales, entre la forme de pente et le plancher terrasse.

La surface de l'acrotère est donnée par :

$$S_{acrotère} = (0.60 \times 0.10) + (0.10 \times 0.07) + \frac{0,1 \times 0,03}{2} = 0,0685 m^2$$

Hauteur (m)	Enduite de ciment (KN/m)	Poids Propre (KN/m)	Q (KN/ml)	G (Kn/ml)
0,60	0,36	1,71	1	2,07

Tableau II.13 : Les charges de l'acrotère.

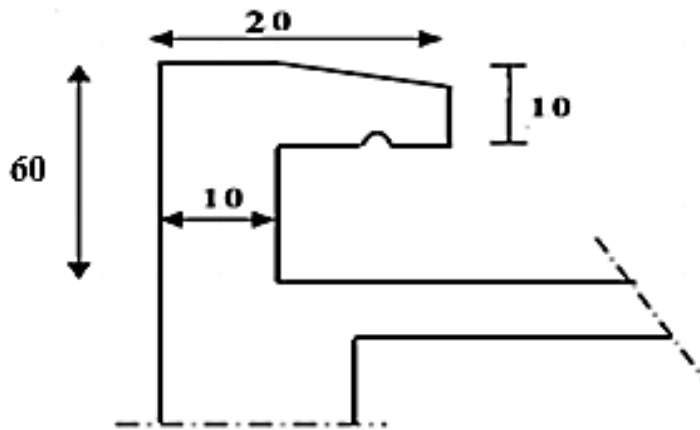


Figure II.19 Dimension de l'acrotère

Conclusion :

Après que nous avons terminé le pré dimensionnement des éléments, et pouvoir satisfaire toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes pour chaque élément :

Les éléments		Les dimensions
Plancher corps creux		(16+4) cm
Dalles pleines	Dalle de séchoir + balcons	e = 14cm
Volée Escaliers	Escalier étage courant	e = 17cm
	Escalier RDC	e = 25cm
		e = 25cm
		e = 16cm
Poutres	Principale	(30×40) cm ²
	Secondaire	(30×30) cm ²
Voiles	Etage courant	e = 15 cm
	Sous-sol + RDC	e = 20 cm
Poteaux	Sous-sol + RDC	(40×45) cm ²
	1 ^{er} étage + 2 ^{em} étage	(40×40) cm ²
	3 ^{em} étage	(35×40) cm ²
	4 ^{em} étage	(35×35) cm ²
	5 ^{em} étage + 6 ^{em} étage	(30×30) cm ²
	7 ^{em} étage + 8 ^{em} étage	(30×30) cm ²
	9 ^{em} étage+10 ^{em} étage	(30×30) cm ²

Tableau II.14. Récapitulatif des dimensions des différents éléments.

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

➤ **Calcul des éléments non structuraux :**

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escalier, acrotère et ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, et calcul des sollicitations les plus défavorables, ensuite détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant le règlement en vigueur.

III.1 Calcul des planchers

III.1.1 Plancher à corps creux

Pour le plancher à corps creux le calcul se fera pour les poutrelles et la dalle de compression.


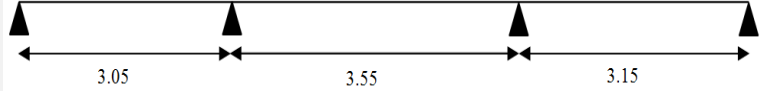
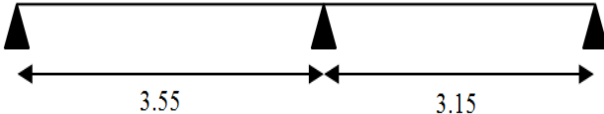
Types	Schéma statique
	Poutrelle du plancher terrasse accessible, RDC, Etage courant
Type1	
Type2	
Type3	

Tableau III.1 : Différent types de poutrelles

-Calcul des charges revenant aux poutrelles :

L'ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times l_0$

L'ELS : $q_s = (G + Q) \times l_0$

Les résultats des calculs à l'ELU et à L'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q_u ($\frac{KN}{ml}$)	q_s ($\frac{KN}{ml}$)
Terrasse Accessible	6.41	1.5	7.087	5.141
Etage Courant	5.21	1.5	6.034	4.361
RDC	5.21	5	9.446	6.636

Tableau III.2 : charges revenant aux poutrelles

-Calcul des sollicitations maximales :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Dans notre cas pour le calcul des sollicitations on applique la méthode forfaitaire.

Exemple d'application de la méthode forfaitaire

Plancher RDC (type 3)

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- $Q=5\text{KN/m}^2 \leq \text{Min}(2G ; 5(\text{KN/m}^2)) = 5\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots$ *vérifier*
- $0.8 \leq \frac{3.55}{3.15} = 1.12 \leq 1.25 \dots\dots\dots$ *vérifié*
- FPN..... *vérifié*
- $I = \text{constant} \dots\dots\dots$ *vérifié*

A L'ELU : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$

Travée EF :

$$M_0 = \frac{q_u \times l_{ef}^2}{8} = \frac{9.446 \times 3.55^2}{8} = 14.88 \text{ KN.m}$$

Travée FG :

$$M_0 = \frac{q_u \times l_{fg}^2}{8} = \frac{9.446 \times 3.15^2}{8} = 11.71 \text{ KN.m}$$

-Moment sur les appuis :

Appui intermédiaire : $M_F = -0.6M_0 = -0.6 \times 14.88 = -8.929\text{KN.m}$

Appui de rive : $M_E = M_G = -0.15M_0 = -2.232 \text{ KN.m}$

-Moment en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5.21+5} = 0.489 \quad ; \quad (1+0.3\alpha)=1.146 \quad ; \quad (1.2+0.3\alpha)=1.346$$

a) Première condition :

$$M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1.05M_0 ; (1 + 0.3 \alpha))$$

b) Deuxième condition :

$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0 \dots\dots\dots$ **cas d'une travée intermédiaire**

$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 \dots\dots\dots$ **cas d'un tracé de rive**

Donc :

Travée EF :

$$M_{tef} \geq 1.146M_0 - \frac{0 + 8.929}{2} = 12.605\text{KN.m}$$

$$M_{tef} \geq \frac{1.346M_0}{2} = 10.01\text{KN.m}$$

Travée FG :

$$M_{tFG} \geq 1.146M_{0BC} - \frac{8.929 + 0}{2} = 8.955\text{KN.m}$$

$$M_{tFG} \geq \frac{1.346M_0}{2} = 7.88\text{KN.m}$$

A L'ELS:

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$$

Travée EF :

$$M_0 = \frac{q_u \times l_{ef}^2}{8} = \frac{6.636 \times 3.55^2}{8} = 10.453 \text{ KN.m}$$

Travée FG :

$$M_0 = \frac{q_u \times l_{fg}^2}{8} = \frac{6.636 \times 3.15^2}{8} = 8.23 \text{ KN.m}$$

-Moment sur les appuis :

Appui intermédiaire : $M_F = -0.6M_0 = -0.6 \times 10.453 = -6.273 \text{ KN.m}$

Appui de rive : $M_E = M_G = -0.15M_0 = -1.567 \text{ KN.m}$

Travée EF :

$$M_{\text{tef}} \geq 1.146M_0 - \frac{0 + 6.273}{2} = 8.855 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tef}} \geq \frac{1.346M_0}{2} = 7.03 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant est calculé au niveau des appuis seulement sur chaque appui.

L'effort tranchant hyperstatique (V) égale l'effort tranchant isostatique (V_0), sauf sur l'appui intermédiaire (appui voisin de rive) où l'effort tranchant isostatique V_0 est majoré de :

- { **15% Pour une poutre à deux travées**
- { **10% pour une poutre à plus de deux travées**

Travée EF :

$$V_E = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9.446 \times 3.55}{2} = 16.766 \text{ KN}$$

$$V_F = -1.15 V_E = -19.284 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à L'ELU et L'ELS sont résumés sur le tableau suivant :

Etage	Type	ELU				ELS		
		M_T	M_{appuis}		V_{max}	M_T	M_{appuis}	
			rive	int			rive	int
RDC	Type 01	10.373	-1.64	-7.441	18.445	7.287	1.157	-5.228
	Type 02	9.73	-1.75	-7.441	18.445	6.828	-1.23	-5.228
	Type 03	12.605	-2.23	-8.929	-19.284	8.855	-1.56	-6.273
Etage Courant	Type 01	5.866	-1.0524	-4.753	11.781	4.241	-0.7608	-3.436
	Type 02	5.61	-1.1226	-4.753	11.781	4.026	-1.0308	-3.436
	Type 03	7.292	-1.425	-5.703	-12.317	5.272	-1.0308	-4.123
Accessible Terrasse	Type 01	6.776	-1.236	-5.582	13.837	4.917	0.896	-4.05
	Type 02	6.5	-1.236	-5.582	13.837	4.717	-0.95	-4.05
	Type 03	8.541	-1.236	-6.698	14.465	6.132	-0.896	-4.86

Tableau III.3 : charges revenant aux poutrelles pour les différents planchers

➤ **Ferrailage des poutrelles :**

$$M_t = 12.605 \text{ KN.m}; M_a^{inter} = -8.929 \text{ KN.m}; M_a^{rive} = -2.23 \text{ KN.m}; V = 19.284 \text{ KN}$$

$$h = 20 \text{ cm}; b = 50 \text{ cm}; b_0 = 10 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; \text{FPN.}$$

• **Vérification à l'ELU :**

En Travée :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.5 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 45.44 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{tmax} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la dalle de compression \Rightarrow Etude d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12.605 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0547 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0547 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A: } \epsilon_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_s}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0704$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.175$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = 2.07 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité : CBA93 (Art A.4.2.1)**

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.5 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.0867 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.07 > A_{min} = 1.0867$$

Donc on ferraille avec A_t et on opte pour $A_t = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2.7 \text{ cm}^2$

En appuis :

Appui intermédiaire :

$$M_a^{inter} = -8.929 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.194 > 0.186 \quad \text{Pivot B :}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad \text{Donc } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.272$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.16$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = 1.604 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.604 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.217 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_t et on opte pour $A_t = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Appui de rive :

$$M_a^{inter} = -2.23 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.048 < 0.186 \quad \text{Pivot B :}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \quad \text{Donc } A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.062$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1755$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = 0.476 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.476 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.217 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_t et on opte pour $A_t = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

• **Ferraillage transversale :**

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{max} = 19.284 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{19.284 \times 10^{-2}}{0.1 \times 0.18} = 1.071 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \left[\frac{0.2F_{c28}}{Y_b}, 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa} > \tau_u = 1.071 \text{ Mpa}$$

• **Armature transversale :**

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \Phi \leq \min \left(\frac{200}{35}, 10, \frac{10}{10} \right)$$

Soit $\Phi = 6 \text{ mm}$ on adopte un étrier $\Phi 6$ avec $A_t = 2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$St \leq \min \begin{cases} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0.8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0.3f_{tjK})} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 400 \times 10^{-4}}{0.1(1.071 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 41.36 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

$\alpha = 90^\circ$: Flexion simple, armatures droites.

$K = 1$: Pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible

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

$$A_l \geq \frac{Y_s \times V_u}{f_e} = \frac{19.284 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1HA12 + 2HA10 + 1HA12 = 3.83 \text{ cm}^2 > 0.55 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_{max} + \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{Y_s}{f_e}$$

$$A_l \geq \left(19.284 \times 10^{-3} - \frac{8.929 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{400} = -1.3 \times 10^{-3}$$

V_{max} est négligeable devant M_u

➤ **Vérification de la bille : (BAEL99. Art.6.1.3) :**

$$V_u \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{ Avec :}$$

$$a = 0.9d, \quad d = 0.18$$

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

$$V_u = 19.284 < 108.14 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la jonction de table nervure BAEL99 (Art. A.5.1.2.1.1) :**

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{19.284 \times \left(\frac{0.5 - 0.1}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 0.5 \times 0.04}$$

$$\tau_u = 1.19 \text{ MPa} \leq \tau = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications à faire sont :

- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de déformation.
- État limite de compression du béton.

Etat limite d'ouverture des fissures :

En travée

$$Y_{BC} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{Y}_{BC} = 0.6 f_{c28}$$

$$M = 8.855 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0}{2} - 15A(d - h_0) = -1.67 \times 10^{-4} < 0$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe dans la nervure \Rightarrow section en T.

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

$$\frac{10}{2} y^2 + [(15 \times 2.7 + (50 - 10)4)y - 15(2,7 \times 18) - (50 - 10) \frac{4}{2}]$$

$$y = 4.68 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 8.893 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$Y_{BC} = \frac{8.855 \times 10^{-3}}{8.893 \times 10^{-5}} \times 0.0468 \leq Y_{BC} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$Y_{BC} = 4.63 < 15 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

En appui :

$$Y_{BC} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq Y_{BC} = 0.6 f_{c28}$$

Position de l'axe neutre : $M_a < 0 \Rightarrow b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A(y - d)$$

$$\frac{10}{2} y^2 + [15 \times 2.26 \times y - 15 \times 18]$$

$$y = 4.3 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = 0.76 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$Y_{BC} = \frac{5.228 \times 10^{-3}}{7.6 \times 10^{-5}} \times 0.043 \leq Y_{BC} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$Y_{BC} = 3.51 \leq Y_{BC} = 15 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Etat limite de la déformation (vérification de la flèche) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10M_0} \right) \\ \frac{A}{bd} \geq \frac{3.6}{f_e} \\ l < 8m \end{array} \right.$$

Il faut passer à la vérification de la flèche

La flèche totale est définie d'après le BAEL9 (Art B.6.5.2) comme suit :

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

Pour notre cas : $L = 3.55 \text{ m}$; $h = 20 \text{ cm}$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm}$$

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

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

➤ **Evaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.65 \times G_j$: la charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$q_{gser} : 0.65 \times G_G$: la charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times (5.21 - 0.4 - 0.4 - 0.36 - 0.2) = 2.5 \frac{KN}{m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.21 = 3.38 \frac{KN}{m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.21 + 5) = 6.64 \frac{KN}{m}$$

$$M_{jser} = K \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.84 \times \frac{2.5 \times 3.55^2}{8} = 3.34 KN.m$$

$$M_{gser} = K \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.84 \times \frac{3.38 \times 3.55^2}{8} = 4.5 KN.m$$

$$M_{pser} = K \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.84 \times \frac{6.64 \times 3.55^2}{8} = 8.85 KN.m$$

• **Propriété de la section :**

➤ **Moment d'inertie :**

$$y_g = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(Ad + A'd')}{b_0 \times h \times (b - b_0) \times h_0 + n(A + A')}$$

$$y_g = \frac{0.1 \times \frac{0.2^2}{2} + (0.5 - 0.1) \frac{0.04^2}{2} + 15(2.7 \times 10^{-4} \times 0.18)}{0.1 \times 0.2 \times (0.5 - 0.1) \times 0.04 + 15 \times 2.7 \times 10^{-4}} = 7.61 cm$$

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

$$I_0 = 17430.01 cm^4$$

Calcul des contraintes :

σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa)

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3.34 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0468)}{9650.58 \times 10^{-8}} = 75.07 Mpa$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{4.47 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0468)}{9650.58 \times 10^{-8}} = 101.42 Mpa$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{8.69 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0468)}{9650.58 \times 10^{-8}} = 199.24 Mpa$$

Inertie fictive :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(3b_0 + 2b)\rho} = 2.69 \dots \dots \dots \text{déformations instantanées.}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.076 \dots \dots \dots \text{déformations différées.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.44$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.55$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0.735$$

Si $\mu < 0 \Rightarrow \mu = 2$

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8.7671 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 7.72 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6.42 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 1.2033 \times 10^{-4} m^4$$

Calcul de la flèche :

$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818.86 Mpa$ Module de déformation longitudinal instantanée du béton

$E_i = 3E_v = 32456.59 Mpa$ Module de déformation différée du béton

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10E_i \times I_{ji}} = 1.466m$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10E_i \times I_{gi}} = 2.243mm$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10E_i \times I_{pi}} = 5.24mm$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10E_v \times I_{gv}} = 4.32mm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} = 5.96mm < f_{adm} = 7.1mm \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

	Plancher	RDC	E.C	Terrasse
Travée	M (Kn/m)	12.805	7.292	8.45
	μ_{Bu}	0.0547	0.0317	0.0367
	α	0.0704	0.0403	0.0469
	Z	0.175	0.177	0.126
	A_T	2.07	1.18	1.37
Appui Intermédiaire	M (Kn/m)	8.929	5.703	6.698
	μ_{Bu}	0.194	0.124	0.145
	α	0.272	0.166	0.198
	Z	0.16	0.168	0.166
	A_T	1.604	0.97	1.16
Appui de rive	M (Kn/m)	2.23	1.425	1.236
	μ_{Bu}	0.048	0.030	0.028
	α	0.062	0.039	0.0363
	Z	0.1755	0.177	0.177
	A_T	0.476	0.231	2.006

Tableau III.4 : Calcul des sections de ferrailages des poutrelles

Plancher	En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive	V_{max} (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)
RDC	2HA10+1HA12 =2.7cm ²	2HA12=2.26cm ²	1HA10=0.79cm ²	19.284	1.071	3.33
Etage courant	3HA10=2.35cm ²	2HA10=1.57cm ²	1HA10=0.79cm ²	12.314	0.684	3.33
Terrasse accessible	3HA10=2.35cm ²	2HA10=1.57cm ²	1HA10=0.79cm ²	14.466	0.803	3.33

Tableau III.5 : Choix des barres d'armatures et vérification au cisaillement

• Les choix des armatures transversal :

Pour tous les types de poutrelle on prend :

$A_l = 2HA6 = 0.57cm^2$ et l'espacement $St = 15$ cm

Etat limite de compression de béton :

Plancher	En travée				En appuis				$\bar{\sigma}_{bc}$
	M_{Ts} (N.M)	I (cm ⁴) 10 ⁴	Y (cm)	σ_{bc}	M_{as} (KN.m)	I (cm ⁴) 10 ⁴	Y (cm)	σ_{bc}	
RDC	8.885	0.89	4.68	4.63	5.228	0.76	4.3	3.51	15
EC	5.272	0.793	4.38	2.90	4.123	0.56	3.6	2.67	15
T. A	6.132	0.793	4.383	3.38	4.86	0.56	3.6	3.15	15

Tableau III.6 : Vérification aux états limites de compression du béton

Etat limite de déformation :

Plancher	RDC	EC	Ta
$q_{j\ ser}$ (KN/M)	2.502	2.502	1.8525
$q_{g\ ser}$ (KN/M)	3.38	3.38	4.16
$q_{p\ ser}$ (KN/M)	6.64	4.36	5.14
$M_{j\ ser}$ (KN/M)	3.334	3153	2.33
$M_{g\ ser}$ (KN/M)	4.5045	4.2560	5.242
$M_{p\ ser}$ (KN/M)	8.84	5.49	0.47
I_D cm ⁴	17430.01	16856	16856
ρ	0.015	0.01305	0.01305
σ_{sj} (MPA)	75.07	81.12	60.06
σ_{sg} (MPA)	101.42	109.59	134.88
σ_{sp} (MPA)	199.24	141.37	166.66
μ_j	0.443	0.42	0.298
μ_g	0.55	0.53	0.598
μ_p	0.735	0.61	0.659
If_{ji} (cm ⁴)	8767.11	8064.1	9644.5

$I_{f_{gi}} (cm^4)$	7720	7022.8	6508.3
$I_{f_{pi}} (cm^4)$	6416	64059	6097.1
$I_{f_{vi}} (cm^4)$	12033	11196	10656
$f_{ji} (mm)$	1.4817	1.5182	0.9399
$f_{gi} (mm)$	2.265	2.35	3.12
$f_{pi} (mm)$	5.35	3.33	4.12
$f_{vi} (mm)$	4.36	4.43	5.73
Δf	5.96	3.88	5.78
$f_{adm} (mm)$	7.1	7.1	7.1

Tableau III.7 : Vérification aux états limites de déformation

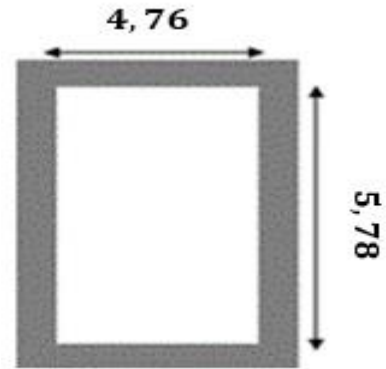
Type	Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
RDC			
E.C			
T.A			

Tableau III.8. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

III.1.2 Plancher à étude dalle pleine :

Dalle sur quatre appuis :

On a $G = 6,93 \text{ kn/m}^2$
 $Q = 1 \text{ kn/m}^2$
 $\rho = 0,82 > 0,4$
 $e = 14 \text{ cm}$.



La dalle flèche selon les deux sens I_x, I_y .

Evaluation de charge :

$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 6,93) + (1,5 \times 1)$
 $P_u = 10,85 \text{ kn/m}$
 $P_s = G + Q = 6,93 + 1$
 $P_s = 7,93 \text{ kn/m}$
 Les calculs seront faits pour une bonde de 1 ml.

Figure III.1 dalle sur quatre appuis

Calcul des sollicitations :

Calcul à l'ELU pour $\nu = 0$ et $\rho = 0,82$:

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$M_0^x = 0,0539 \times 10,85 \times 4,76^2 = 13,25 \text{ kn/m}$$

$$M_0^y = 0,6313 \times 13,25 = 8,36 \text{ kn/m}$$

Moment en travée (la dalle est panneau de rive) :

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 11,26 \text{ kn/m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_0^y = 7,106 \text{ kn/m}$$

Le moment en appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -3,975 \text{ kn/m}$$

- Calcul de la section d'armature (ELU)

→ Le calcul est fait à la flexion simple, pour une section ($b \times h$) =

Sens xx : FN

Entravée :

$$Ubu = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{11,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11^2 \times 14,2}$$

$$Ubu = 0,065 \qquad d = 11 \text{ cm}$$

$$Ubu \leq U_l = 0,3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 Ubu})$$

$$\alpha = 0,084$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,106$$

$$A_t = \frac{M}{f_{st} \times z} = \frac{11,26 \times 10^{-3}}{348 \times 0,106} = 3,05 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$Ubu = \frac{M_t^y}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{7,106 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11^2 \times 14,2}$$

$d = 11 \text{ cm}$

$$Ubu = 0,041$$

$$Ubu \leq Ul = 0,3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 Ubu})$$

$$\alpha = 0,0529$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,107$$

$$A_t = \frac{M}{f_{st} \times z} = \frac{7,10 \times 10^{-3}}{348 \times 0,107} = 1,89 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$Ubu = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{3,975 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11^2 \times 14,2}$$

$$Ubu = 0,023$$

$$Ubu \leq Ul = 0,3916 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,029$$

$$z = 0,108$$

$$A_t = 1,057 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité.

On a $e = 14 \text{ cm}$ et $f = 0,82 > 0,4$

$$fe = 400 \text{ MPA} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$e \geq 12 \text{ cm}$ et $f > 0,4$

$$A_x \text{ min} = \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$$

$$A_y \text{ m} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_x \text{ min} = 1,221 \text{ cm}$$

$$A_y \text{ m} = 1,12 \text{ cm}$$

Espacement des Barres :

On a FPN \rightarrow ST min ($3 \times e ; 33 \text{ cm}$) = (42 ,33)

On opts ST=25 cm

En travée								
sens	Mu (kn/m)	μ_{bu}	A(m)	Z(m)	A calcul cm^2	A min cm^2	A adapté Cm^2	St cm
x	11,26	0,055	0,070 7	0,116	3,05	1,221	4HA10 = 3,14	25
y	7,106	0KJ,03 47	0,044	0,118	1,89	1,12	4HA10 = 3,14	25

Tableau III.9. Tableau de ferrailage en travée pour une dalle a quatre appuis

En Appui								
sens	Mu (kn/m)	μ_{bu}	A(m)	Z(m)	A calcul cm^2	A min cm^2	A adapté Cm^2	St cm
x-y	-6,625	0,032	0,040 6	0,116	1,057	1,12	4HA8 = 2,01	25

Tableau III.10 : Tableau de ferrailage en appui pour une dalle a quatre appuis

➤ **Verification du cisaillement:**

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \times f_c 28 / y_b = 1,167MPa$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d}$$

$$V_{max} = \frac{P_u \times l_x \times l_y^4}{2(l_x^4 + l_y^4)}$$

$$V_{max} = \frac{10,85 \times 4,76 \times 5,78^4}{2(4,76^4 + 5,78^4)}$$

$$V_{max} = 17,687kN$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{17,687 \times 10^3}{1 \times 0,11}$$

$$\tau = 0,16MPa$$

Donc $\tau = 1,167MPa > \bar{\tau} = 0,160MPa$

La condition est vérifiée.

Les armateurs transversaux ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérifications à L'ELS($\nu = 0,2 ; \rho = 0,82$)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0607 \\ \mu_y = 0,7381 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

$$M_0^x = 10,90 KN.m$$

$$M_0^y = 8,04 KN.m$$

Moment en travée :

$$M_t^x = 0,85M_0^x = 9,207KN.m$$

$$M_t^y = 0,85M_0^y = 6,834KN.m$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0,3M_0^x = -3,27KN.m$$

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Travée x :

Calcul de y :

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

$$y = 0,0278m \rightarrow y = 2,78cm$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 3,898 \times 10^{-5} \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = M_t^y \text{ ser} \times \frac{y}{I} \rightarrow \sigma_{bc} = 9,27 \times 10^{-3} \times \frac{0,0278}{3,89 \times 10^{-5}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,624 \text{ Mpa}$$

Donc

$$\sigma_{bc} = 6,624 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{9,27 \times 10^{-3} (0,11 - 0,0278)}{3,898 \times 10^{-5}} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min (266,66 ; 201,63)$$

$$\sigma_{st} = 293,22 \geq \overline{\sigma_{st}} = 201,63$$

⇒ donc la condition n'est pas vérifiée

Remarque : la contrainte de σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{9,27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11^2 \times 201,63} = 3,799 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \text{ Donc } \rightarrow \alpha = 0,29$$

$$As = \frac{Ms}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \times \overline{\sigma_{st}}} = \frac{9,27 \times 10^{-3}}{0,11 \left(1 - \frac{0,29}{3} \right) \times 201,63}$$

$$As = 4,62 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour 5HA12 = 5,65 cm/ml avec St = 20 cm.

Les armateurs de répartition :

$$A_y = \frac{5,65}{3} = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 4HA8 = 2,01 cm²/ml avec St 25 cm.

Travée Ly :

On a $l_y = 3,89 \times 10^{-5} \text{ m}$

Donc

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} = 4,8 \text{ Mpa} \end{cases} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{st} &= 201,63 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st} &= 15 \times \frac{M_{ser}(d - y)}{I} = 216,34 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st} &= 216,34 \geq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \\ \Rightarrow &\text{ donc la condition n'est pas vérifiée} \end{aligned}$$

En appui :

On a $\eta = 1,6$

Donc $\rightarrow \sigma_{st} = 159,02 \geq \bar{\sigma}_{st} = 201,63$

\Rightarrow donc la condition est vérifiée

La flèche :

Sens x-x :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x \text{ ser}}{20 \times M_0^x \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$0,029 \geq \max (0,0425 ; 0,0375)$

$0,029 \leq 0,0425 \rightarrow$ condition non vérifiée.

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{Fe} \quad \rightarrow \quad \frac{6,76 \times 10^{-4}}{1 \times 0,11} \leq \frac{2}{400}$$

$0,0056 \geq 0,005$ condition non vérifiée.

Sens y-y :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x \text{ ser}}{20 \times M_0^x \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$0,024 \leq 0,0425$condition non vérifiée.

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{Fe}$$

$0,026 \geq 0,005$ condition non vérifiée.

Vérification de la flèche selon les deux sens :

Sens	fgv (mm)	fji (mm)	fpi (mm)	fgi (mm)	Δft	f_{adm}	Observation
x-x	9,279	1,07	5,76	5,548	9,42	9,52	Vérifier
y-y	9,388	1,18	5,848	4,299	9,75	10,78	Vérifier

Tableau III.11 : Tableau de la flèche d'une dalle a quatre appuis

❖ Schémas de ferrailage dalles pleines sur 4 Appui :

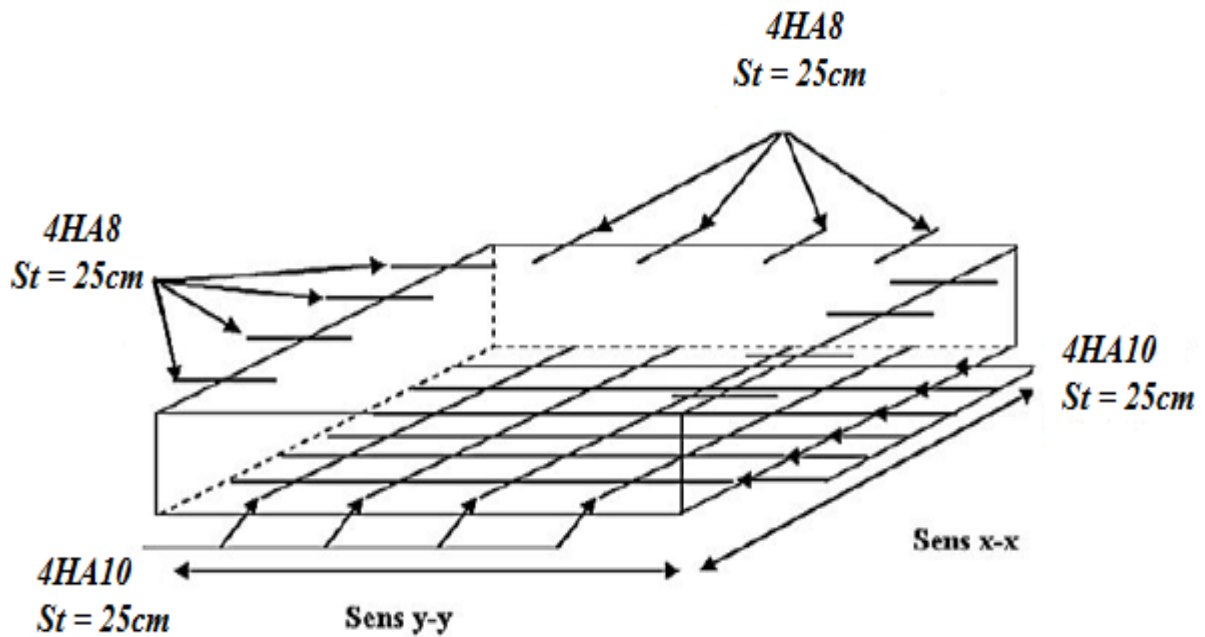


Figure III.2 Figure Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre

Dalle sur un seul appui :

$$G = 4,86 \text{ kn/m}^2$$

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0,4}{1,5} = 0,266 < 0,4$$

$$e = 14 \text{ cm.}$$

Donc la dalle flèche selon un seul sens.
Comme une console.

Evaluation de charge :

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 4,86) + (1,5 \times 3,5)$$

$$P_u = 11,81 \text{ kn/m}$$

$$P_s = G+Q = 4,86+3,5$$

$$P_s = 8,36 \text{ kn/m}$$

Poids du mur :

$$G_{\text{mur}} = 1 \times 1 = 1 \text{ kn/m}$$

$$q_u^{\text{mur}} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ kn/m}$$

$$q_s^{\text{mur}} = 1 \text{ kn/m}$$

Les calculs seront faits pour une bonde de 1 ml.

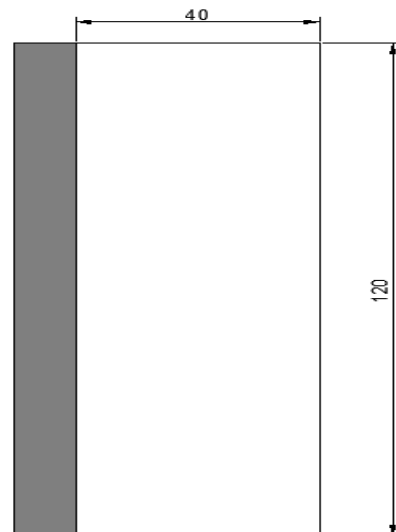


Figure III.3. Dalle sur un seul appui

Calcul des sollicitations :

Calcul à l'ELU pour :

$$\begin{cases} M_u = -\left(\frac{Pu \times l_x^2}{2} + q_u^{mur} \times l_x\right) \\ M_s = -\left(\frac{Ps \times l_x^2}{2} + q_s^{mur} \times l_x\right) \end{cases}$$

$$Vu = Pu \times lx \times q_u^{mur}$$

donc on aura :

$$\begin{cases} M_u = -1,48 \text{ kn/m} \\ M_s = -1,068 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \\ Vu = 6,074 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \end{cases}$$

Calcul du ferrailage à ELU :

Sens	Mu (kn/m)	μbu	A(m)	Z(m)	A calcul cm ²	A min cm ²	A adapté Cm ²	St cm
x-x	-1,48	0,0086	0,011	0,11	0,3866	1,33	5HA10 = 3,93	20

Tableau III.12. Ferrailage a l'ELU d'une dalle sur un seul appui

Les armateurs de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{3} = \frac{3,93}{3} = 1,31 \text{ cm}^2/ml$$

Soit $A_y = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/ml$ et $St = 20 \text{ cm}$.

Vérification a ELU :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

Type	Sens	Vu (kn)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$		Observation
			τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	
DP	x-x	6,074	0,055	1,167	Vérifier

Tableau III.13. Tableau des vérifications de l'effort tranchant

➤ Vérification a ELS :

Sens	M ser kn/m	Y cm	I cm ⁴	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$		Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$		Observation
				σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
x-x	-1,068	3,06	4671,5	0,7	15	Vérifier	27,228	201,63	Vérifier

Tableau III.14. Tableau des vérifications des contraintes

➤ Vérification de La flèche :

$$\frac{h_t}{Lx} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x \text{ ser}}{20 \times M_0^x \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$0,35 \geq \max (0,05 ; 0,0375)$$

0,35 ≥ 0,05condition vérifiée.

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{Fe} \quad \rightarrow \quad \frac{3,93 \times 10^{-4}}{1 \times 0,11} \leq \frac{2}{400}$$

0,0035 ≥ 0,005 condition vérifiée.

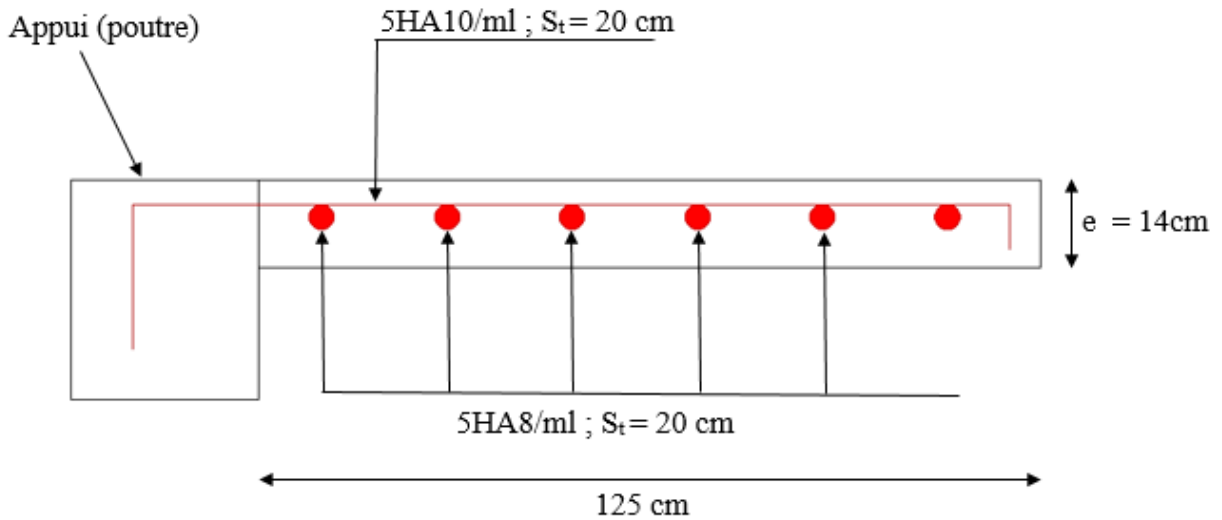


Figure III.4 Schéma de ferrailage de la dalle sur un seul appui

Dalle sur trois appuis :

$$G = 4,86 \text{ kn/m}^2$$

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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,25}{3,25} = 0,38 < 0,4$$

$$e = 14 \text{ cm.}$$

Donc la dalle flèche selon un seul sens.

Evaluation de charge :

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = (1,35 \times 4,86) + (1,5 \times 3,5)$$

$$P_u = 11,81 \text{ kn/m}$$

$$P_s = G + Q = 4,86 + 3,5$$

$$P_s = 8,36 \text{ kn/m}$$

Poids du mur (double cloison) :

$$G_{mur} = G \times (h_{mur}) \times 1$$

$$P = 7,56 \text{ kn}$$

$$q_u^{mur} = 1,35 \times 7,56 = 10,21 \text{ kn}$$

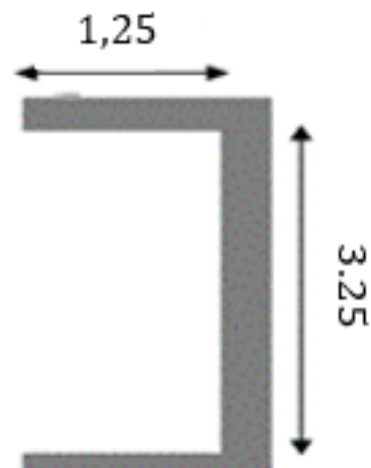


Figure III.5 Dalle sur trois appuis

$$q_s^{mur} = 7156 \text{ kn}$$

Les calculs seront faits pour une bonde de 1 ml.

Calculs des sollicitations :

Calcul à l'ELU pour :

$$\begin{cases} M_u = -\left(\frac{Pu \times l_x^2}{2} \times q_u \times l_x\right) \\ M_s = -\left(\frac{Ps \times l_x^2}{2} \times q_s \times l_x\right) \end{cases}$$

$$Vu = Pu \times lx \times q_u^{mur}$$

donc on aura :

$$\begin{cases} M_u = -21,99 \text{ kn/m} \\ M_s = -15,98 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \\ Vu = 24,07 \frac{\text{kn}}{\text{m}} \end{cases}$$

Calcul du ferrillage à ELU :

Sens	Mu (kn/m)	μbu	A(m)	Z(m)	A calcul cm^2	A min cm^2	A adapté Cm^2	St cm
x-x	-21,99	0,107	0,142	0,113	5,59	1,33	5HA12 = 5,65	20

Tableau III.15. Tableau des calculs de ferrillage d'une dalle a trois appuis

Les armateurs de répartition :

$$A_y = \frac{A_s}{3} = \frac{5,65}{3} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_y = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et St = 25 cm.

Vérification à l'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

Type	Sens	Vu (kn)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$		Observation
			τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	
DP	x-x	24,07	0,2	1,167	Vérifier

Tableau III.16. Tableau vérification d'effort tranchant

Vérification à l'ELS :

Sens	M ser kn/m	Y m	I m^4	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$		Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$		Observation
				σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
x-x	-15,98	0,03	$7,76 \times 10^{-5}$	6,18	15	Vérifier	278,00	201,63	Non Vérifier

Tableau III.17. Tableau des vérifications des contraintes

Commentaire :

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ; donc on augmente l'épaisseur de la dalle à 15 cm et la section d'acier comme suit :

- Sens x-x : 6HA12 = 6,78 cm²/ml
- Sens y-y : 4HA12 = 3,14 $\frac{cm^2}{ml}$

➤ Donc b = 1ml ; h = 0,15 m ; d= 0,135m

Sens	M _{ser} kn/m	Y m	I m ⁴	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$		Observation	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$		Observation
				σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$		σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	
x-x	-15,98	0,043	1,1258 × 10 ⁻⁴	6,18	15	Vérifier	195,88	201,63	Vérifier

Tableau III.18. Tableau des vérifications des contraintes

Vérification de La flèche :

$$\frac{h_t}{Lx} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x ser}{20 \times M_0^x ser} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$0,112 \geq \max (0,05 ; 0,0375)$$

0,112 ≥ 0,05.....condition vérifiée.

$$\begin{aligned} \text{➤ } \frac{A_s}{b \times d} &\leq \frac{2}{Fe} &\rightarrow & \frac{3,93 \times 10^{-4}}{1 \times 0,11} \leq \frac{2}{400} \\ &0,005 \leq 0,005 &\rightarrow & \text{condition vérifiée.} \end{aligned}$$

❖ Schémas de ferrailage (dalles pleines sur trois appuis) :

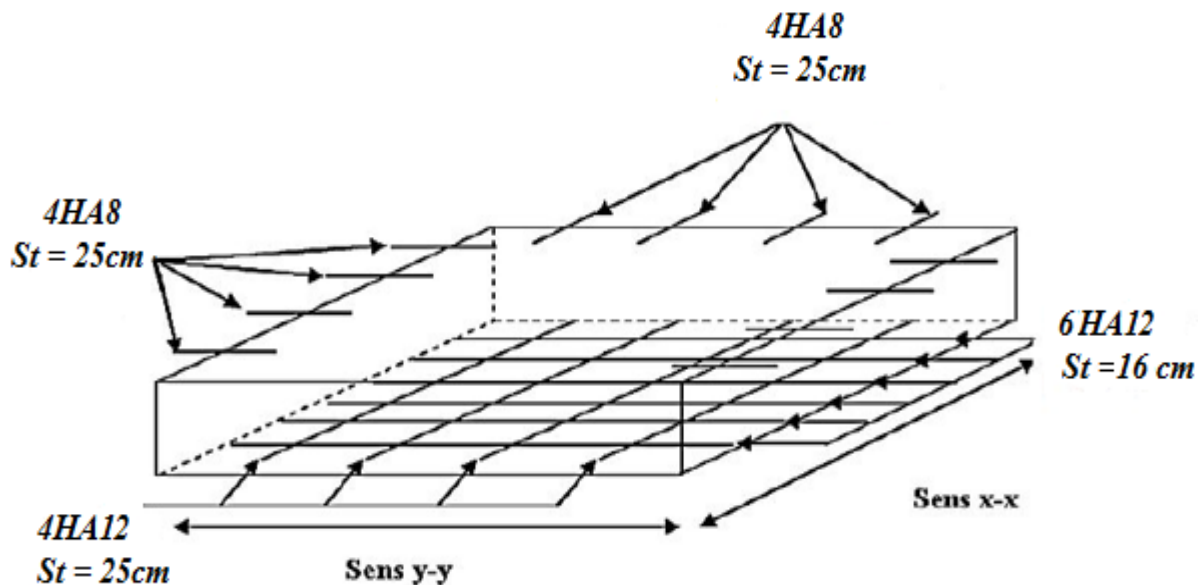


Figure III.6 Schéma de ferrailage de la dalle sur un trois appuis

III.2. Etude de l'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement en hauteur des personnes dans les bâtiments à niveaux multiples. L'ascenseur qui fait objet de la présente étude est destiné pour déplacer 8 personnes, ses caractéristiques sont les suivantes :

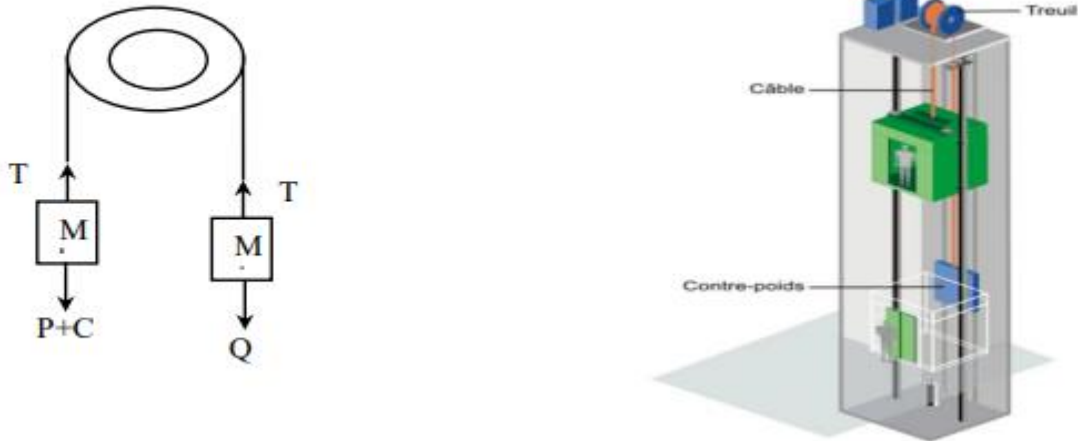


Figure III.7 Schéma statique et concept d'ascenseur

Les caractéristiques :

- L : Longueur de l'ascenseur = 180cm
- l : Largeur de l'ascenseur = 250cm
- H : Hauteur de l'ascenseur = 230cm.
- Fc : Charge due à la cuvette = 145KN.
- Pm : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- Dm : Charge due à la salle des machines = 82KN.
- La vitesse V = 0.63m/s.
- On prend e = 20cm, puisque la dalle prend une charge importante.

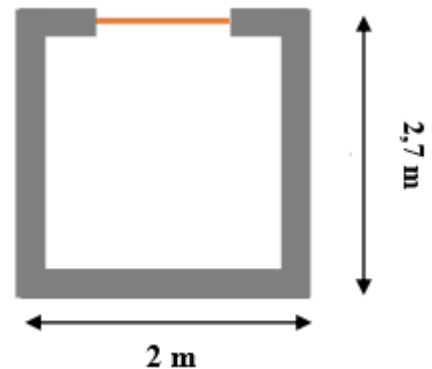


Figure III.8 Coupe transversale d'ascenseur

Son poids propre G_0 tels que :

$$G_0 = G_1 + G_2.$$

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Poids propre de la dalle.}$$

$$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Poids du revêtement sur la dalle (e = 5cm).}$$

$$G_0 = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

• Charges concentrées :

La dalle est aussi soumise à une charge concentrée due au poids du système de levage :

$$G_{concentrée} = D_m + P_m = 82 + 15 = 97 \text{ KN}$$

$$Q_{concentrée} = P_{personnes} = 6.30 \text{ KN}$$

Sous charges uniformément réparties :

$$q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1.35 \times 6,1 + 1,5 \times 1 = 9,735 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 7,1 \text{ KN}$$

Donc $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{250} = 0,72 > 0,4$

⇒ La dalle travaille en flexion simple dans deux sens.

$\rho = 0,72 \Rightarrow$ **Annexe 1** $\begin{cases} \mu_x = 0,0658 \\ \mu_y = 0,4624 \end{cases}$

$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 0,0658 \times 9,735 \times 1,8^2 = 2,075 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = \mu_y \times M_x^0 = 2,075 \times 0,4624 = 0,96 \text{ KN.m} \end{cases}$

Sous charges concentrées :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur l'aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface d'application de la charge donnée en fonction de vitesse.

v : dimensions du rectangle d'impact de la charge au niveau du feuillet moyen de la dalle

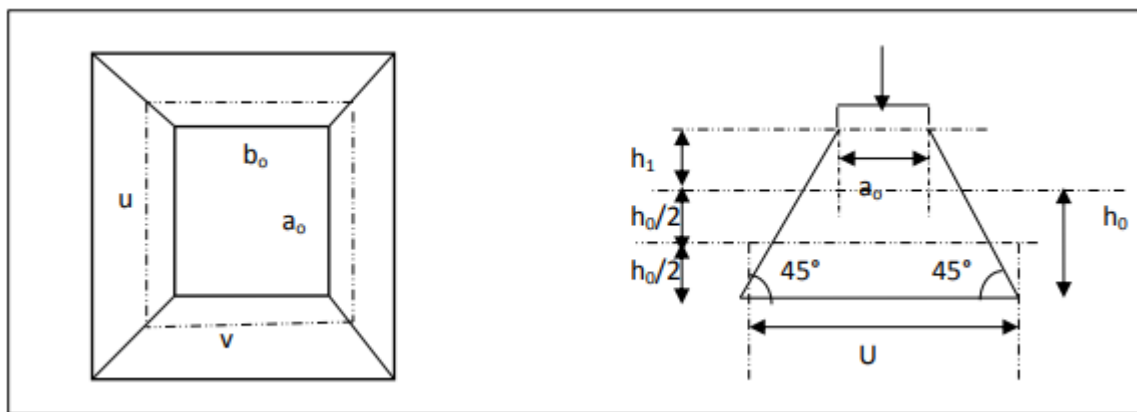


Figure III.9 illustre le schéma de la dalle de l'ascenseur ainsi que sa surface d'impact

On a $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \end{cases}$ pour $v_1 = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$

- $h_1 = 5 \text{ cm}$ de revêtement.
- $h_0 = 20 \text{ cm}$ de la dalle pleine.

$\xi = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm} \end{cases}$

$\begin{cases} M_{x2} = qu \times (M1 + \nu M2) \\ M_{y2} = qu \times (M2 + \nu M1) \end{cases}$, ν : est le coefficient de poisson.

- M_1 est en fonction de $\frac{\mu}{l_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{\mu}{l_x} = \frac{110}{180} = 0,611$ et $\rho = 0,72$
- M_2 est en fonction de $\frac{\vartheta}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{\vartheta}{L_y} = \frac{110}{250} = 0,44$ et $\rho = 0,72$

En se référant à l'abaque de Pigeaud (Annexe 2), on trouve :

$M_1 = 0.088 ; M_2 = 0.056$

Donc :

$q_u = 1.35 \times G_{\text{concentrée}} + 1.5 \times Q_{\text{concentrée}} = 1,35 \times 97 + 1,5 \times 6,30 = 140.40 \text{ KN}$
 $q_{\text{ser}} = G_{\text{concentrée}} + Q_{\text{concentrée}} = 97 + 6,30 = 103,3 \text{ KN} .$

➤ **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 2,075 + 15,16 = 17,235 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0,96 + 9,55 = 10,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

⇒ en appui . $M_a = -0.4 \times M_x = -6,89 \text{ KN.m}$

En travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 14,65 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85M_y = 8,93 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, de 20cm d'épaisseur, on prendra $d = 18\text{cm}$.

Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.19. Ferraillage de la dalle de l'ascenseur

Sens	M (kn/m)	μbu	α	z	A calculé cm^2/ml	A adopté cm^2/ml	St
x-x	14,65	0,032	0,0406	0,177	2,38	3HA10	33
y-y	8,93	0,0194	0,0245	0,178	1,45	4HA8 2,01	25
Appui	6,894	0,015	0,019	0,178	1,12	4HA8 2,01	25

➤ **Vérifications à l'ELU :**

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

$$\begin{cases} A_t^x = 3\text{HA}10/\text{ml} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\text{min}} = 1,7 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{\text{min}} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

• **Vérification au poinçonnement :**

Selon le BAEL 91, aucune armature d'effort tranchant n'est requise, si la condition suivante est satisfaite :

$$q_u \leq 0,045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- q_u : Charge de calcul à l'ELU.
- h : Épaisseur totale de la dalle.
- u_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$\begin{aligned} q_u &= 140,40 \text{ KN} \\ u_u &= 2 \times (1,1 + 1,1) \end{aligned}$$

$$0,045 \times (2 \times 2,2) \times 0,2 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} = 660 \text{ KN}$$

$140,40 \text{ KN} < 660 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de poinçonnement de la dalle.

• **Vérification vise à vis de l'effort tranchant :**

Sont donnes sur le tableau suivant :

Effort tranchant (KN)	Sous charge répartie	Sous charge concentré	Superposition $V = V_1+V_2$	$\tau^{max} = \frac{V^{max}}{bd}$ (MPa)
Vx	6,90	42,54	49,44	0,275
Vy	2,577	42,54	45,22	

Tableau III.20. Efforts tranchants dans la dalle de l'ascenseur

Donc :

$$\tau_u = 0.256 \text{ MPa} \rightarrow \textcircled{1}$$

$$\frac{0,07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa} \rightarrow \textcircled{2}$$

$\textcircled{1} < \textcircled{2} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b. Calcul à l'ELS :

➤ **Calcul des sollicitations :**

Le calcul des sollicitations est mené de la même manière qu'à l'ELU, Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

Moments (kn.m)	Sous charge répartie	Sous charge concentré	Superposition	M travée	M appuis
Mx	1,51	11,156	12,66	10,76	-4,304
My	0,698	7,024	7,72	6,56	

Tableau III.21. Moments à l'ELS dans la dalle de l'ascenseur

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Le calcul ainsi que la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	M _t (kn.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
x-x	10,76	2,36	0,032	$8,85 \times 10^{-5}$	3,89	15	Vérifier
y-y	6,56	2,01	0,03	$7,68 \times 10^{-5}$	2,56	15	Vérifier

Tableau III.22. Vérification des contraintes dans la dalle de l'ascenseur

➤ **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h_t}{Lx} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x \text{ ser}}{20 \times M_0^x \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\} \dots \dots \dots \textcircled{1}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{Fe} \dots \dots \dots \textcircled{2} .$$

Sens x-x :

$$\frac{h_t}{Lx} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x \text{ ser}}{20 \times M_0^x \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$0,111 \geq \max (0,037 ; 0,0375)$$

0,112 ≥ 0,0375 → condition vérifiée

$$\begin{aligned} \text{➤ } \frac{A_s}{b \times d} &\leq \frac{2}{Fe} && \rightarrow 0,00131 \leq 0,005 \\ &0,00131 \leq 0,005 && \rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{aligned}$$

➤ $L = 1,8 \leq 8 \text{ m}$ → condition vérifier

Sens y-y :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \frac{M_t^x \text{ ser}}{20 \times M_0^x \text{ ser}} ; \frac{3}{80} \right\}$$

$$0,08 \geq \max (0,031 ; 0,0375)$$

$0,08 \geq 0,0375$ → condition vérifiée

➤ $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{F_e}$ → $0,0011 \leq 0,005$

$0,00131 \leq 0,005$ → condition vérifiée.

➤ $L = 2,5 \leq 8 \text{ m}$ → condition vérifier

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

❖ Schémas de ferrailage ascenseur :

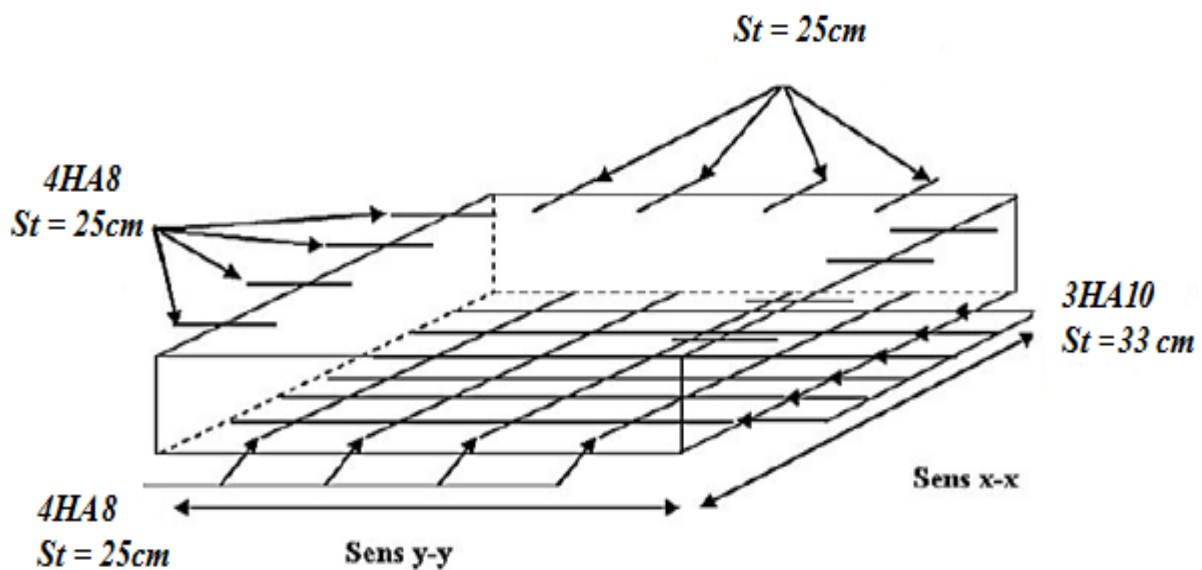


Figure III.10 Schéma de ferrailage ascenseur

III.3. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher, soumise à son poids propre, à une force sismique, et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

➤ Calcul de la force sismique :

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force sismique (Force d'inertie appliquée au CDG) définie par :

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

A : Coefficient d'accélération de la zone, obtenu dans le tableau (4.1) du RPA 99 pour la zone et le groupe d'usage approprié.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tab .6.1 RPA99).

W_p : Poids totale de l'acrotère.

Dans notre cas :

$$\begin{cases} A = 0,2 \\ C_P = 0,8 \\ W_P = 2,07 \end{cases} \quad (\text{RPA ART. 6.2.3, Tableau 6.1}).$$

On trouve $F_P = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 2,07 = 1,32 \text{ KN}$.
 $F_P = 1,32 \text{ KN}$.

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **Calcul de la position du centre de gravité :**

Les coordonnées du centre de gravité sont données comme suit :

$$\begin{cases} X_g = \frac{\sum X_i + A_i}{\sum A_i} = 6,2 \text{ cm} \\ Y_g = \frac{\sum Y_i + A_i}{\sum A_i} = 33,01 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,07 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m} \\ M_{FP} = F_P \times Y_g = 0,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Combinaisons de calcul**

Les combinaisons de calcul utilisées et leurs résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,07	2,79	2,07
M (KN.m)	1,04	0,9	0,6

Tableau III.23. Combinaisons de calcul de l'acrotère

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion composée avec la combinaison N_{max} , $M_{correspondant}$ à l'ELU. Vu que celui-ci présente un effort normal supérieur à celui de l'ELA.

• **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 32,26 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{H}{6} \leftrightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) des contraintes avant l'application des excentricités additionnelles définies ci-après

e_a : Excentricité additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales
 e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

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

h étant la portée de l'élément \Rightarrow dans notre cas $h = 50 \text{ cm}$.

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

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

Avec :

: Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sus la charge considérée

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

Dans notre cas $\alpha = 0$

l_f : Longueur de flambement $\Rightarrow l_f = 2 \times h = 2 \times 0.60 = 1,2 \text{ m}$

$$\Rightarrow e_2 = 0,86 \text{ cm}$$

D'où :

$$e = 32,12 + 2 + 0,86 = 35,12 \text{ cm} = 0,35 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent alors :

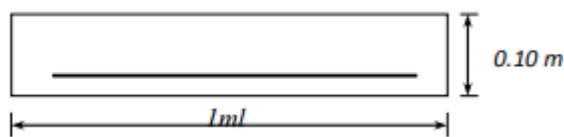
$$N_u = 2,79 \text{ KN} ; M_u = 2,79 \times e = 0,98 \text{ KN.m} ; V_u = 2,32 \text{ KN}.$$

➤ **Ferraillage de l'acrotère :**

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

Vu que $e_0 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée, cela nous ramène à un calcul à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 1,06 \text{ KN.m}$$



Section considérée pour le calcul de l'acrotère

Le tableau ci-dessous résume les résultats du ferraillage :

M_f (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)
1,06	0,0117	0,0147	0,079	0,304	0,966

Tableau III.24. Tableau de ferraillage

• **Vérification à l'ELU :**

$A_{min} > A \dots \dots \dots$ Non vérifiée ; On prend $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}; A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Espacement :**

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

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

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau \leq \tau_u \text{ tels que : } \begin{cases} \tau = \frac{V_u}{b \times d} \\ V_u = F_p + Q = 2,32 \text{ KN} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{1,5}, 4 \text{ MPA}\right) = 2,5 \text{ MPA.} \end{cases}$$

AN:

$$\tau = 0,029 \text{ Mpa}$$

On trouve que :

$$\tau < \tau_u \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

On doit vérifier la contrainte de béton et celle de l'acier avec :

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y), \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y, \bar{\sigma}_{bc} = 150 \text{ MPA}$$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y)$$

$$\text{Avec : } y = y_c + c$$

$$\text{On a : } \begin{cases} N_{ser} = 2,07 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0,50 \text{ KN.m} \end{cases} \rightarrow e_{ser} = 0,24 \text{ m}$$

$$N : \text{compression} \leftrightarrow c = e_{ser} - \frac{h}{2} = 0,19 \text{ m}$$

$$\begin{cases} p = -3c^2 + 90 \frac{A_s}{b} (d - c) = -0,11 \text{ m} \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A_s}{b} (d - c)^2 = -0,014 \text{ m} \end{cases}$$

$$y_c^3 - 0,11 y_c - 0,014 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq c - h$$

$$y_c = -0,17 \text{ m}$$

$$y = -0,17 + 0,19$$

$$y = 0,02 \text{ m}$$

$$\text{Donc on opte pour : } \begin{cases} y_c = -0,17 \text{ m} \\ y = 0,02 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = 1,91 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{2,07 \times 10^{-3} \times 2}{1,91 \times 10^{-5}} = 2,167 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \\ \sigma_{st} = 15 \times \frac{2,07 \times 10^{-3}}{1,91 \times 10^{-5}} (0,08 - 0,02) = 97,54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage :

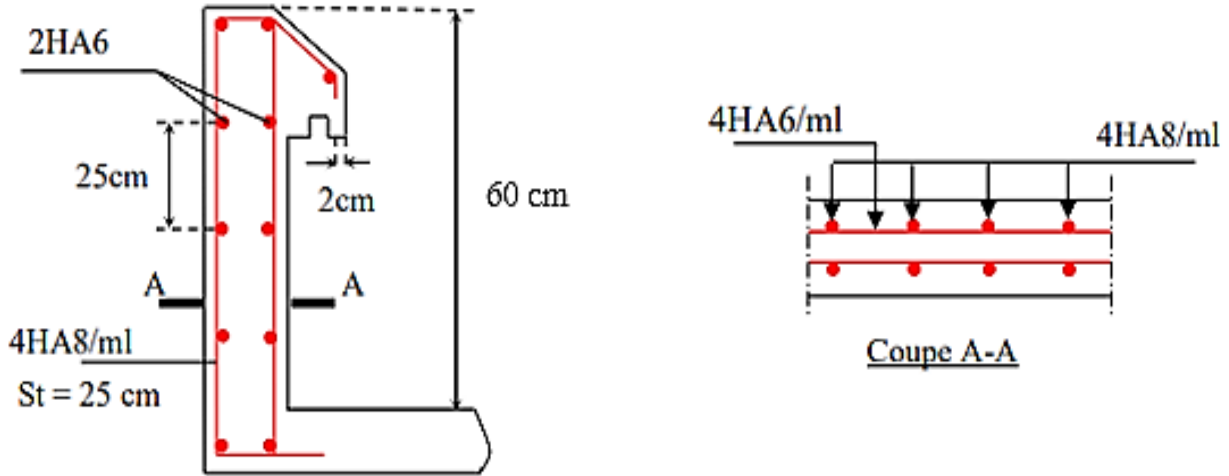


Figure III.11 Schéma de ferrailage acrotère

III.4 Les escaliers :

L'escalier travaille à la flexion simple en Considérant la dalle comme une poutre Sur deux appuis uniformément chargée.

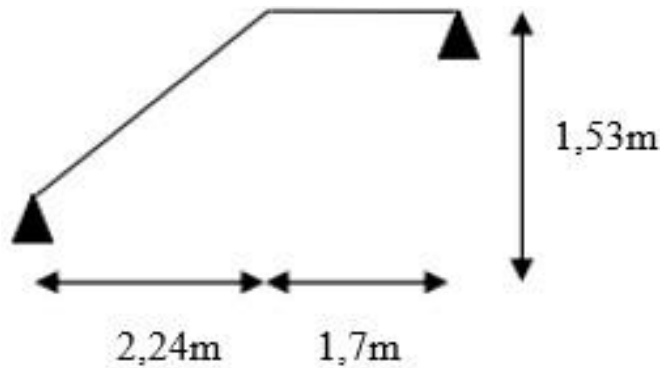


Figure III.12 Schéma escalier étage courant

ELU

$$q_v = (1.35 \times G_v + 1.5 \times Q)l = (1.35 \times 8.82 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.657 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = (1.35 \times G_p + 1.5 \times Q)l = (1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.311 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_v = (G_v + Q) \times l = (8.82 + 2.5) \times 1 = 11.32 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = (G_p + Q) \times l = (4.86 + 2.5) \times 1 = 7.36 \text{ KN/ml}$$

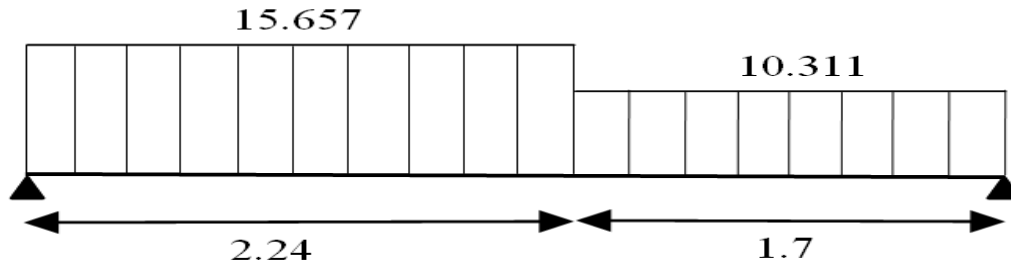


Figure III.13 Schéma statique escalier étage courant

	Réactions aux appuis(KN)		M^{max} (KN.m)	Moment (KN.m)		V_{max} (KN)
	A	B		Travée	appuis	
ELU	28.883	23.716	26.6419	19.98	13.32	28.883
ELS	20.848	17.02	19.19	16.31	7.67	

Tableau III.25. Tableau de sollicitation de l'escalier E.C

➤ Calcul du ferrailage :

$M_t=19.814$ KN.m, $M_a=13.32$ KN.m, $b=100$ cm, $d=15$ cm, $h=17$ cm

Le calcul du ferrailage est résumé sur le tableau ci-dessous :

Endroit	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{min}(\frac{cm^2}{ml})$	$A^{opté}(\frac{cm^2}{ml})$	St (cm)
Travée	19.98	0.062	0.0809	0.145	3.958	1.81	4HA12= 4.52cm ²	25
Appuis	13.32	0.0417	0.0533	0.1467	2.6	1.81	4HA10= 3.14	25

Tableau III.26 Ferrailage de l'escalier E.C

➤ Armature de répartition :

En travée : $A_{rep} \geq \frac{A_{principal}}{4} \implies A_{rep} \geq 1.13cm^2$

On choisit : $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \frac{cm^2}{ml}$; $St = 25cm$

En appuis : $A_{rep} \geq \frac{A_{principal}}{4} \implies A_{rep} \geq 0.785cm^2$

On choisit : $A_{rep} = 4HA8 = 2.01 \frac{cm^2}{ml}$; $St = 25cm$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.192 \text{Mpa} \leq \tau_u = \min \left(0.2 \frac{F_{c28}}{Y_b}; 5 \right) = 3.33 \text{Mpa} \dots \text{vérifié}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_u = 0.07 \frac{F_{c28}}{Y_b} = 1.16 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{BAEL(99.art(A.5.2.2))}$$

Donc, nous n'avons plus besoin de mettre des armatures transversales

➤ **Vérification des espacements :**

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

- **Sens Principal** : En travées : $St=25\text{cm} \leq \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.
En Appuis : $St=25\text{cm} \leq \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.
- **Sens Secondaire** : $St=25\text{cm} \leq \min(4 \times 16 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

➤ **Vérification à L'ELS**

- La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernent uniquement :
- La contrainte dans le béton σ_{bc} .
- L'état limite de déformation (flèche)

➤ **Vérification des contraintes dans le béton σ_{bc}**

La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Endroit	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)		Observation
				σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Travée	16.31	3.88	10331	6.13	15	Vérifier
Appuis	7.679	3.31	7645.3	3.332	15	Vérifier

Tableau III.27 Tableau de vérification de contraintes

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_0} \right) \Rightarrow 0.043 \leq 0.0625 \dots \dots \dots \text{pas vérifier}$$

$$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 4.52 \text{cm}^2 \leq 15.75 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Evaluation de charge							
		$q_{jser} \left(\frac{kn}{ml} \right)$		$q_{gser} \left(\frac{kn}{ml} \right)$		$q_{pser} \left(\frac{kn}{ml} \right)$	
Palier		3.5		4.86		7.36	
Volée		6.62		8.82		11.32	
Evaluation des moments en travées							
$M_{jser} (kn.m)$		$M_{gser} (kn.m)$			$M_{pser} (kn.m)$		
9.0869		12.217			16.318		
Propriété de la section							
Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _I (Mpa)	E _v (Mpa)
3.88	10330.8	243697.9	0.03	6.969	2.787	32456,59	10818.86
Contraintes							
$\sigma_{sj} (MPa)$		$\sigma_{sg} (Mpa)$			$\sigma_{sp} (Mpa)$		
146,680		197,211			263,409		
Inertie fictives							
μ_j	μ_g	μ_p	IF _{ij} (cm ⁴)	IF _{ig} (cm ⁴)	IF _{ip} (cm ⁴)	IF _{vg} (cm ⁴)	
0.049	0.179	0.303	198904	119222	86090	178784	
Evaluation de la flèche							
$F_{ij} (mm)$		$F_{ig} (mm)$		$F_{ip} (mm)$		$F_{vg} (mm)$	
0,2185		0,490126630		0,90658652		0,98051781	
$\Delta F = 1,178473 \leq F_{adm} = 7.88$							

Tableau III.28 vérifications des flèches

➤ Schéma ferrailage escalier étage courant

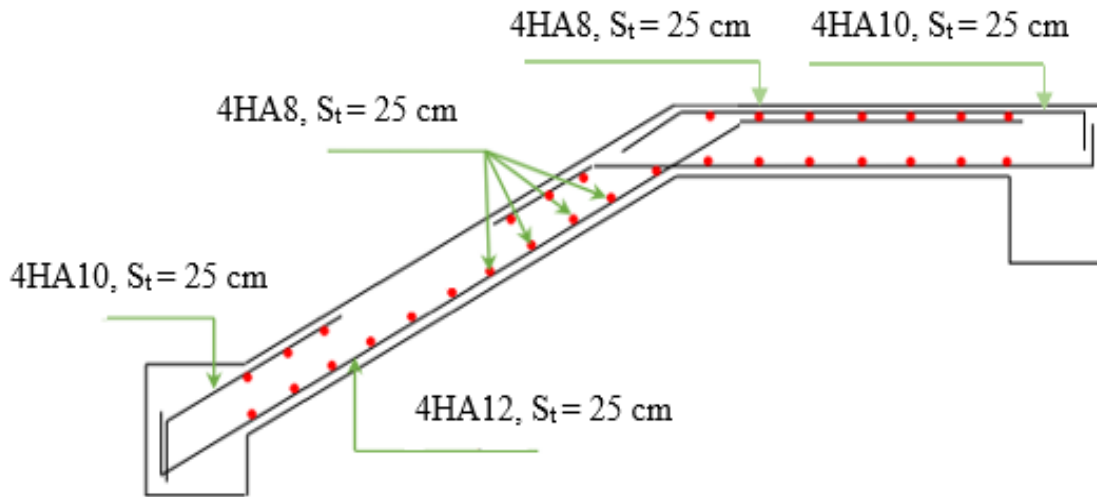


Figure III.14. Schéma ferrailage escalier étage courant

• Type 1 (RDC) :

$$q_v = (1.35 \times G_v + 1.5 \times Q)l = (1.35 \times 11.74 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 19.59 \text{KN/ml}$$

$$q_p = (1.35 \times G_p + 1.5 \times Q)l = (1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.311 \text{KN/ml}$$

ELS :

$$q_v = (G_v + Q) \times l = (11.74 + 2.5) \times 1 = 14.24 \text{KN/ml}$$

$$q_p = (G_p + Q) \times l = (4.86 + 2.5) \times 1 = 7.36 \text{KN/ml}$$

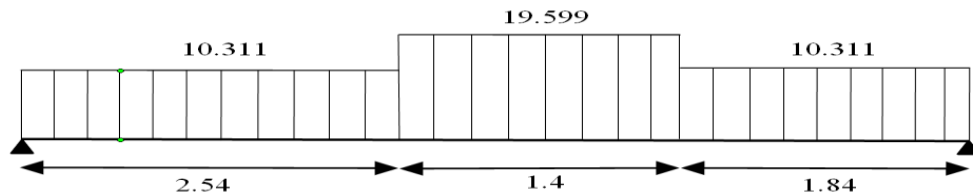


Figure III.15. Schéma statique escalier type 1

	Réactions aux appuis (KN)		M^{max} (KN.m)	Moment (KN.m)		V_{max} (KN)
	A	B		Travée	Appuis	
ELU	35.51	37.08	59.15	44.369	29.58	37.08
ELS	25.503	26.67	42.66	36.26	17.06	

Tableau III.29. Tableau de sollicitation

$M_t=44.369 \text{ KN.m}$, $M_a=29.58 \text{ KN.m}$, $b=100 \text{ cm}$, $d=155 \text{ cm}$, $h=175 \text{ cm}$

Le calcul du ferrailage est résumé sur le tableau ci-dessous :

Endroit	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{min}(\frac{cm^2}{ml})$	$A^{opté}(\frac{cm^2}{ml})$	St (cm)
Travée	44.36	0.13	0.175	0.144	8.85	1.87	6HA14= 9.24cm ²	16
Appuis	29.58	0.0869	0.113	0.147	5.74	1.87	6HA12= 6.79	16

Tableau III.30 : Tableau de ferrailage de l'escalier RDC, Type1

Armature de répartition :

En travée : $A_{rep} \geq \frac{A_{principal}}{4} \implies A_{rep} \geq 2.31cm^2$

On choisit : $A_{rep} = 5HA8 = 2.51 \frac{cm^2}{ml}$; $St = 20cm$

En appuis : $A_{rep} \geq \frac{A_{principal}}{4} \implies A_{rep} \geq 1.6975cm^2$

On choisit : $A_{rep} = 5HA8 = 2.51 \frac{cm^2}{ml}$; $St = 20cm$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37.087 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.192Mpa \leq \tau_u = \min\left(0.2 \frac{F_{c28}}{Y_b}; 5\right) = 3.33Mpa$$

Vérifie

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_u = 0.07 \frac{F_{c28}}{Y_b} = 1.16Mpa \dots \text{BAEL(99. art(A. 5. 2. 2))}$$

Donc, nous n'avons plus besoin de mettre des armatures transversales

➤ **Vérification des espacements :**

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

Sens Principal : En travées : $St=20cm \leq \min(3 \times 16 ; 33cm) = 33cm$.

En Appuis : $St=20cm \leq \min(3 \times 16 ; 33cm) = 33cm$.

Sens Secondaire : $St=20cm \leq \min(4 \times 16 ; 45cm) = 45cm$.

➤ **Vérification à L'ELS**

-La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernent uniquement :

-La contrainte dans le béton σ_{bc} .

-L'état limite de déformation (flèche)

➤ **Vérification des contraintes dans le béton σ_{bc}**

La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 15Mp$$

Endroit	M _t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (Mpa)		Observation
				σ _{bc}	σ̄ _{bc}	
Travée	36.26	5.13	19382	9.942	15	Vérifier
Appuis	17.06	4.69	15341	5.219	15	Vérifier

Tableau III.31 : Tableau de vérification de contraintes

➤ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \Rightarrow 0.062 \leq 0.0625 \dots \dots \dots \text{pas vérifier}$$

$$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 9.24\text{cm}^2 \leq 16.27\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Evaluation de charge							
		q _{jser} (kn/ml)		q _{gser} (kn/ml)		q _{pser} (kn/ml)	
Palier		3.5		4.86		7.36	
Volée		9.68		11.74		14.24	
Evaluation des moments en travées							
M _{jser} (kn. m)		M _{gser} (kn. m)			M _{pser} (kn. m)		
21.559		27.411			36.26		
Propriété de la section							
Y(cm)	I(cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _I (Mpa)	E _v (Mpa)
5.96	193824	261523.3	0.0059	3.522	1.409	32456.596	10818.86
Contraintes							
σ _{sj} (MPA)		σ _{sg} (MPA)			σ _{sp} (MPA)		
169.958		216.08			285.87		
Inertie fictives							
μ _j	μ _g	μ _p	IF _{ij} (cm ⁴)	IF _{ig} (cm ⁴)	IF _{ip} (cm ⁴)	IF _{vg} (cm ⁴)	
0.402	0.493	0.587	118943	105079	93680	169712	
Evaluation de la flèche							
F _{ij} (mm)		F _{ig} (mm)		F _{ip} (mm)		F _{vg} (mm)	
1.865		2.6851		3.984		4.987	
ΔF = 4.42 ≤ F _{adm} = 5.785							

Tableau III.32. Vérification de la flèche

➤ Schéma de ferrailage

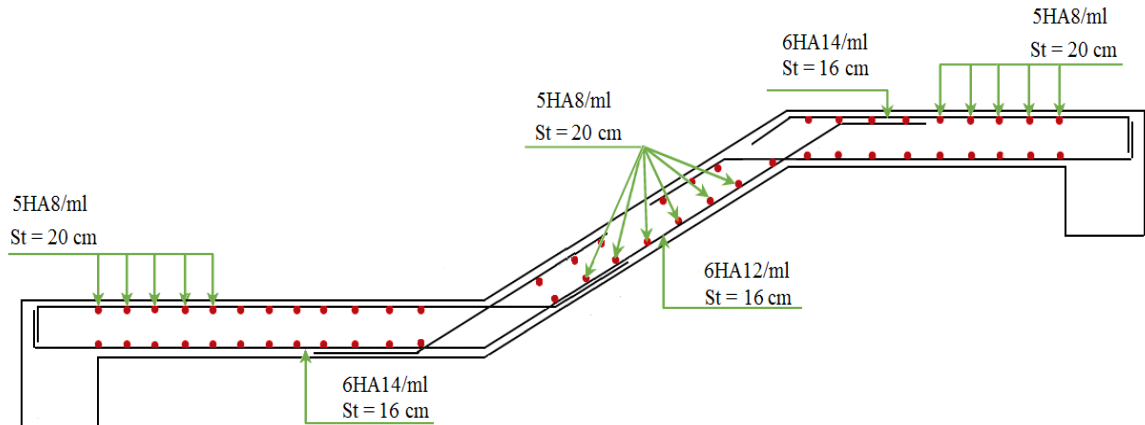


Figure III.16 Schéma ferrailage escalier type 1 RDC

• Type 2 RDC :

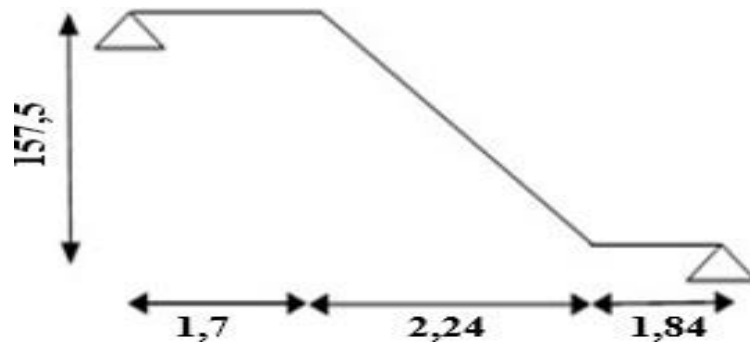


Figure III.17 Schéma escalier type 2

ELU:

$$q_v = (1.35 \times G_v + 1.5 \times Q)l = 18.92 \text{KN/ml}$$

$$q_p = (1.35 \times G_p + 1.5 \times Q)l = 10.311 \text{KN/ml}$$

ELS :

$$q_v = (G_v + Q) \times l = 13.74 \text{KN/ml}$$

$$q_p = (G_p + Q) \times l = 7.36 \text{KN/ml}$$

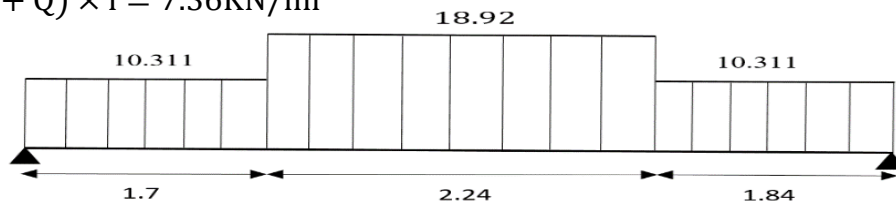


Figure III.18 Schéma statique escalier type 2

	Réactions aux appuis(KN)		M^{max} (KN.m)	Moment (KN.m)		V_{max} (KN)
	A	B		Travée	Appuis	
ELU	39.28	39.75	65.69	49.27	32.84	39.75
ELS	28.29	28.64	47.5	40.37	19	

Tableau III.33 : Tableau de sollicitation RDC, Type2

• Calcul du ferrailage :

$M_i=49.27$ KN.m, $M_a=32.84$ KN.m, $b=100$ cm, $d=155$ cm, $h=175$ cm

Le calcul du ferrailage est résumé sur le tableau ci-dessous :

Endroit	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{min}(\frac{cm^2}{ml})$	$A^{opté}(\frac{cm^2}{ml})$	St (cm)
Travée	49.27	0.144	0.196	0.142	9.91	1.87	5HA16= 10.05	20
Appuis	32.84	0.096	0.127	0.147	6.41	1.87	5HA14= 7.7	20

Tableau III.34 : Tableau de ferrailage de l'escalier RDC, Type2

➤ Armature de répartition :

En travée : $A_{rep} \geq \frac{A_{principal}}{4} \implies A_{rep} \geq 2.51cm^2$

On choisit : $A_{rep} = 4HA10 = 3.14 \frac{cm^2}{ml}$; $St = 25cm$

En Appuis : $A_{rep} \geq \frac{A_{principal}}{4} \implies A_{rep} \geq 1,925cm^2$

On choisit : $A_{rep} = 4HA8 = 2,01 \frac{cm^2}{ml}$; $St = 25cm$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{39.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.256 \text{Mpa} \leq \tau_u = \min\left(0.2 \frac{F_{c28}}{Y_b}; 5\right) = 3.33 \text{Mpa} \dots \text{vérifié}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_u = 0.07 \frac{F_{c28}}{Y_b} = 1.17 \text{Mpa} \dots \text{BAEL(99. art(A. 5. 2. 2))}$$

Donc, nous n'avons plus besoin de mettre des armatures transversales

➤ **Vérification des espacements :**

La fissuration est peu nuisible (FPN) donc :

Sens Principal : En travées : $St=20\text{cm} \leq \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

En Appuis : $St=20\text{cm} \leq \min(3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Sens Secondaire : $St=20\text{cm} \leq \min(4 \times 16 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$.

➤ **Vérification à L'ELS**

-La fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire concernent uniquement :

-La contrainte dans le béton σ_{bc} .

-L'état limite de déformation (flèche)

➤ **Vérification des contraintes dans le béton σ_{bc}**

La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Endroit	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)		Observation
				σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Travée	40.37	5.49	20621	10.75	15	Vérifier
Appuis	19	4.9	16898	5.55	15	Vérifier

Tableau III.35 : Tableau de vérification des contraintes

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \Rightarrow 0.0302 \leq 0.0625 \dots \dots \dots \text{pas vérifier}$$

$$A \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 9.24 \text{cm}^2 \leq 16.27 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Evaluation de charge							
		$q_{jser} \left(\frac{kn}{ml} \right)$		$q_{gser} \left(\frac{kn}{ml} \right)$		$q_{pser} \left(\frac{kn}{ml} \right)$	
Palier		3.5		4.86		7.36	
Volée		9.24		11.29		13.79	
Evaluation des moments en travées							
$M_{jser} (kn. m)$		$M_{gser} (kn. m)$			$M_{pser} (kn. m)$		
25.14		31.503			40.37		
Propriété de la section							
Y(cm)	I(cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i	λ _v	E _I (Mpa)	E _v (Mpa)
5.49	206208	262076.9	0.0064	3.23	1.29	32456.59	10818.86
Contraintes							
$\sigma_{sj} (MPa)$		$\sigma_{sg} (MPa)$			$\sigma_{sp} (MPa)$		
183.053		229.326			293.92		
Inertie fictives							
μ _j	μ _g	μ _p	IF _{ij} (cm ⁴)	IF _{ig} (cm ⁴)	IF _{ip} (cm ⁴)	IF _{vg} (cm ⁴)	
0.463	0.543	0.622	115287	104459	95628	169189	
Evaluation de la flèche							
$F_{ij} (mm)$		$F_{ig} (mm)$		$F_{ip} (mm)$		$F_{vg} (mm)$	
2.24		3.1		4.36		5.74	
$\Delta F = 4.74 \leq F_{adm} = 5.785$							

Tableau III.36 : Tableau de vérification de la flèche

➤ Schéma de ferrailage

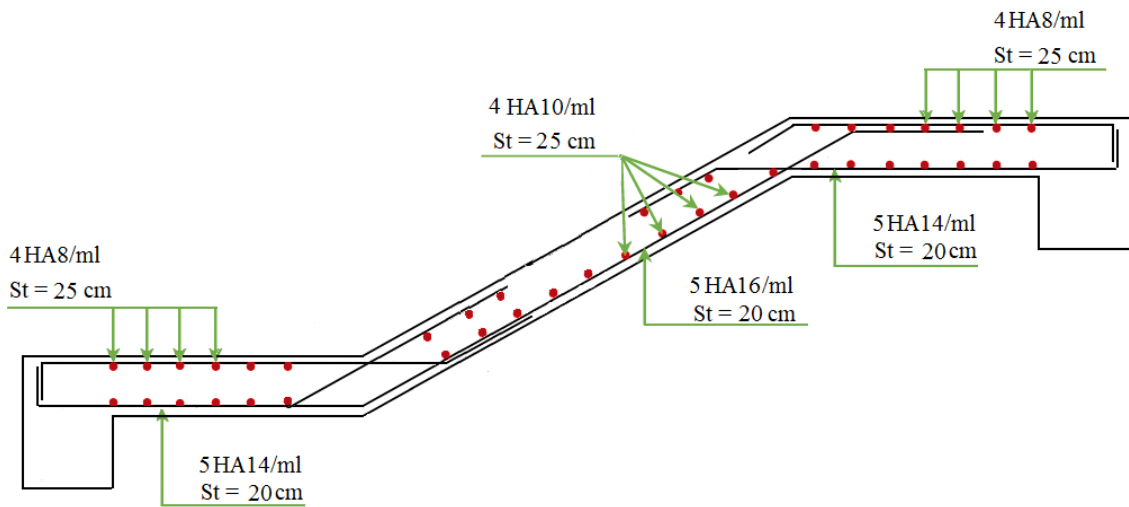


Figure III.19 Schéma de ferrailage escalier type 2 RDC

➤ Poutre palière (Etage courant) :

• Dimensionnement de la poutre palière :

Dans notre plan on a une poutre de chaînage à partir du 1^{ère} étage, et elle agit comme une poutre palière, et vu qu'elles ont la même portée donc on choisit de ferrailer avec la poutre qui a des réactions plus importantes c'est-à-dire la poutre de chaînage.

$$L_{max} = 5.06 - 0.3 = 4.76m$$

$$\frac{476}{15} \leq h \leq \frac{476}{10} \implies 31.73cm \leq h \leq 47.6cm$$

• Exigence du RPA99/2003(VII.7.5) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30cm \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 40cm \geq 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ 0.25 \leq \frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1.14 \leq 4 \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Donc on prend h=40cm et b=35cm

• Calcul de la poutre palière en flexion simple :

$$g_0 = b \times h \times Y_b = 0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.5 \frac{KN}{m}$$

Avec g_0 : poids propre de la poutre palière.

✚ La charge transmise par la paille :

C'est la réaction d'appuis au point B :

$$\begin{cases} ELU: R_u^b = 23.716KN \\ ELS: R_s^b = 20.848KN \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} q_u = 1.35g_0 + R_u^b = 28.441KN/m \\ q_s = g_0 + R_s^b = 27.21KN/m \end{cases}$$

$$M_{au} = \frac{q_u l^2}{12} = 60.68KN.m$$

$$M_{tu} = \frac{q_u l^2}{24} = 30.34KN.m$$

Effort tranchant : $V_u = \frac{ql}{2} = 71.87KN$

❖ Ferrailage à l'ELU :

Endroit	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{min}(\frac{cm^2}{ml})$	$A^{cal} > A_{min}$
Travée	35.84	0,050	0.064	0.370	2.78	1.61	Vérifier
Appuis	71.69	0.1	0.132	0.359	5.72	1.61	Vérifier

Tableau III.37 : Tableau de ferrailage poutre palière

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{85.008 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.639$$

Armatures transversales :

On fixe $St = 15$ cm et on calcul A_{trans}

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = 0.525cm^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times St \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9f_e} = 1,3 \times 10^{-7}cm^2 \end{cases}$$

$$A_{trans} = \max (0.525cm^2, 1,3 \times 10^{-7}cm) = 0.525cm^2$$

Calcul a la torsion :

$$M_{tor} = -M_B \times \frac{l}{2} = 13.32 \times \frac{5.06}{2} = -33.699KN.m$$

Avec :

M_b : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier (Type 2 RDC).
 D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \varnothing/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\varnothing = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$)

$$e = \frac{\varnothing}{6} = \frac{h}{6} = 5.8cm$$

$$\Omega = [(b-e)(h-e)] = 0.099m^2$$

$$U = 2[(b-e) + (h-e)] = 1.26m$$

Armature longitudinale :

$$A_l^{tor} = \frac{U \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 6.15cm^2$$

Armature transversale :

On fixe $St=15cm \rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times e} = 0.440$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = 2.934Mpa$$

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

Avec $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{tor2} + \tau_u^2} = 3 \leq 3.33 \dots \dots \dots pas de risque de cisaillement$

Ferraillage global (flexion simple + torsion) :

Ferraillage longitudinal calculé :

- **En travée :**

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2.78 + \frac{6.15}{2} = 5.855cm^2$$

- **En appuis**

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 5.72 + \frac{6.15}{2} = 8.795cm^2$$

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

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 7cm^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 56cm^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{En travée : } A_{min} \geq A_l^{tot} = 5.855cm^2 \leq A_{max} \dots \dots \dots pas vérifiée \\ \text{En appuis : } A_{min} \leq A_l^{tot} = 8.795cm^2 \leq A_{max} \dots \dots \dots vérifiée \end{cases}$$

Avec B : la section de la poutre palière

Donc en travée en ferraille avec $A_{min}=7cm^2$

- Choix du ferrailage longitudinal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } 3\text{HA14} + 3\text{HA12} = 8.01\text{cm}^2 \\ \text{En appuis: } 6\text{HA14} = 9.24\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

- ❖ Ferrailage transversal :

$$A_{tran}^{tot} = A_{tran}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0.44 + 0.525 = 0.965\text{cm}^2$$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

Vérification A L'ELS :

$$M_{as} = \frac{q_s l^2}{12} = 58.06\text{KN.m}$$

$$M_{ts} = \frac{q_s l^2}{24} = 29.028\text{KN.m}$$

Endroit	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)		Observation
				σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	
Travée	29.028	13.08	100722	3.769	15	Vérifier
Appuis	58.028	13.83	111830	7.18	15	Vérifier

Tableau III.38 : Tableau des contraintes

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} = 0.079 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$A = 6.88\text{cm}^2 \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} = 11.97\text{cm}^2 \dots\dots \text{Vérifier}$$

La flèche est donc vérifiée.

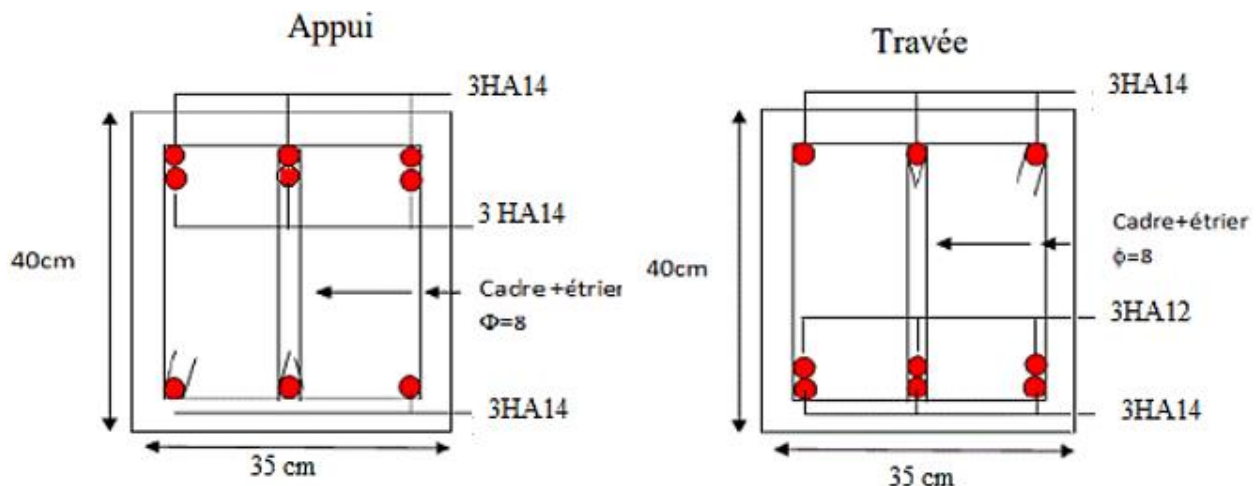


Figure III.20 Schéma de ferrailage de la poutre palière

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux, et qui cause le plus de dégâts. Ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, du moins de minimiser les conséquences. D'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions après agitation.

IV.2. Méthode de calcul :

D'après le RPA99/2003 on a trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre cas nous avons utilisé la méthode modale spectrale, dont les conditions d'application sont satisfaisantes pour notre structure et son utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel sap2000. Dans ce cas l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

g : La constante gravitationnelle.

A : Coefficient d'accélération de la zone (**tableau 4.1 du RPA99/2003**).

$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)}$: Facteur de correction d'amortissement (si $\xi \neq 5$)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2 du RPA99/2003**).

T_1, T_2 : période caractéristique associées à la catégorie du site (tableau 4.7 du RPA99/2003). On a un sol meuble (site S3).

Q : facteur de qualité (**tableau 4.4 du RPA99/2003**).

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure.

Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives, à 6 pour les structures très dissipatives (**tableau 4.3 du RPA99/2003**).

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Principes :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Selon le RPA cette méthode est applicable que pour les structures qui n'ont pas dépassée les 23mètre de hauteur (zone IIb, groupe d'usage 2) et notre structure est en (Zone IIb, groupe d'usage 2) d'une hauteur de 37,16mètre donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, au cas où la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99/2003 art 4.1.3).

Conclusion : Puisque la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3. Modélisation :

L'étude dynamique nécessite des méthodes de calcul très rigoureuses, parmi ces méthodes de modélisation qui existent, on trouve la modélisation en éléments finis qui est indispensable, consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments. On détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure, mais la complexité de cela se trouve dans sa réalisation qui prends pas mal de temps. C'est pour cela qu'on se sert du logiciel de modélisation (ETABS V16).

Ce logiciel (ETABS 2016) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure à partir d'une modélisation en trois dimensions. Ainsi il permet aussi la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, aussi le transfert de donnée avec d'autres logiciels (Autocad, Sap2000 et SAFE).

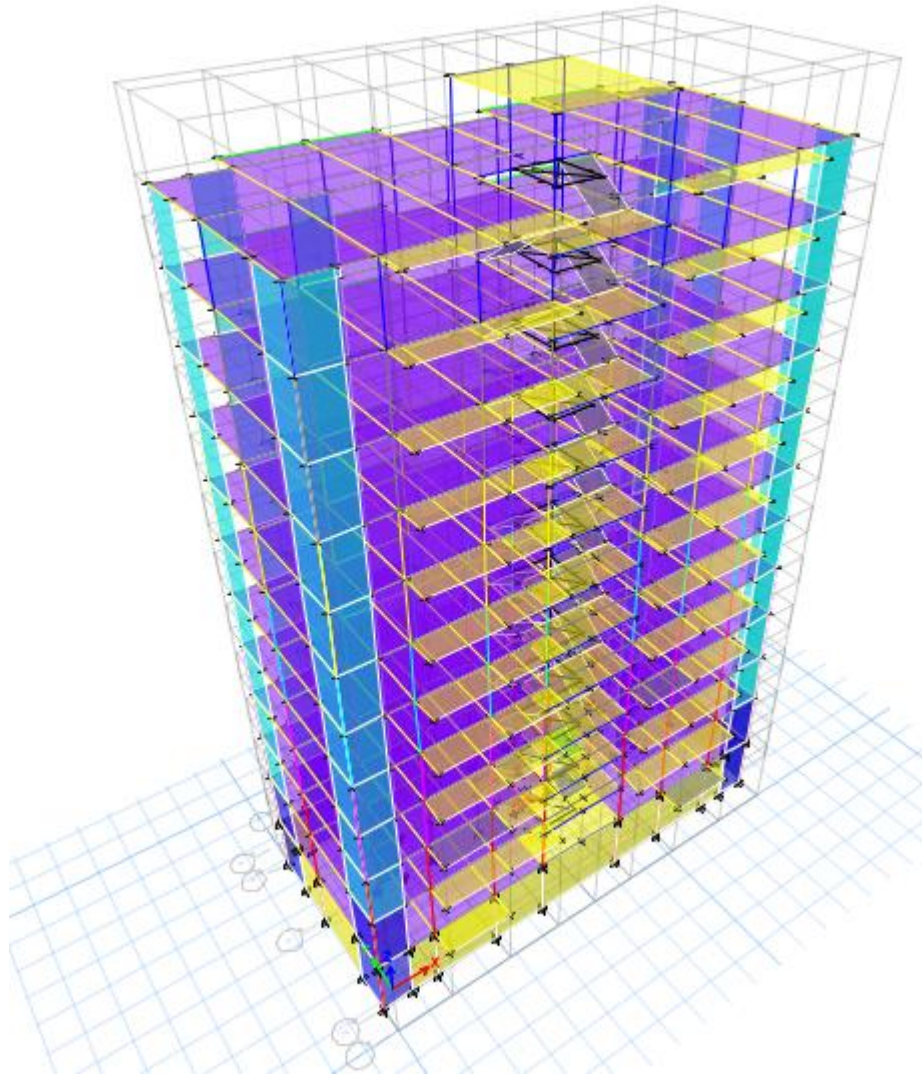


Figure IV.1. Vue en 3D de la modélisation de la structure.

IV.4. Méthode de calcul des forces sismiques :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{RPA99 Art. (4.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismiques. Dans notre cas : Groupe d'usage 2

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique : } II_b \rightarrow A = 0,2. \\ \mathbf{R} : \text{Coefficient de comportement global de la structure.} \\ \mathbf{Q} : \text{Facteur de qualité.} \\ \mathbf{D} : \text{Facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré.} \\ \mathbf{W} : \text{Poids total de la structure.} \end{array} \right.$

- $R = 5 \rightarrow$ Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA99 en fonction du système de contreventement (Contreventement mixte).
- $Q = 1 + \Sigma (P_q)$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.
Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

N°	Critère « P_q »	Observation		Pénalités	
		Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
01	Condition minimale sur les fils de contreventement	Oui	Non	0	0,05
02	Redondance en plan	Non	Oui	0,05	0
03	Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
04	Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
05	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
06	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	Oui	0	0

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1,05 \\ Q_y = 1,05 \end{cases}$

On a: $W = n \Sigma W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du aux charges parmanantes totales.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondérationn fonction de la nature et de la durés de la charge d'exploitation

Dans notre projet on a un niveau à usage bureau, et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération: $\beta = 0,20$ pour usage habitation
 $\beta = 0,6$ Pour usage commercial

Le poids total de la structure : $W = 37287,2452 \text{ KN}$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec : $\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$

RPA99/2003(Formule 4.2)

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

on a : $\xi = 7 \%$ ce qui donne : $\eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0,88 > 0,7$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site :

Site meuble (S3) donc : $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ (s)} \\ T_2 = 0,5 \text{ (s)} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

➤ **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

Pour une structure contreventée par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 37,6 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (sans acrotère).

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (**RPA99/2003 Tableau 4.6**).

L : dimension maximale du bâtiment à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} L_x = 24,70 \text{ m} \\ L_y = 11,16 \text{ m} \end{cases}$$

Donc : $\begin{cases} T_x = \min (0,76 \text{ s} ; 0,68 \text{ s}) \\ T_y = \min (0,76 \text{ s} ; 1,01 \text{ s}) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} T_x = 0,68 \text{ s} \\ T_y = 0,76 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow \begin{cases} D_x = 1,796 \\ D_y = 1,668 \end{cases}$$

D'après le RPA99/2003 on doit majorées la période de 30% :

$$\begin{cases} T_x = 0,884 \text{ s} \\ T_y = 0,988 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure :

$$V_{xst} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \quad W = \frac{0,2 \times 1,796 \times 1,05}{5} \times 37801,0673 = 2851,64 \text{ KN}$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \quad W = \frac{0,2 \times 1,668 \times 1,05}{5} \times 37801,0673 = 2647,84 \text{ KN}$$

IV.5. La disposition des voiles :

Après plusieurs essais de dispositions des voiles, pour avoir un bon comportement de la structure, avec quelques retouches sur l'architecture du bâtiment, on a retenu la disposition suivante :

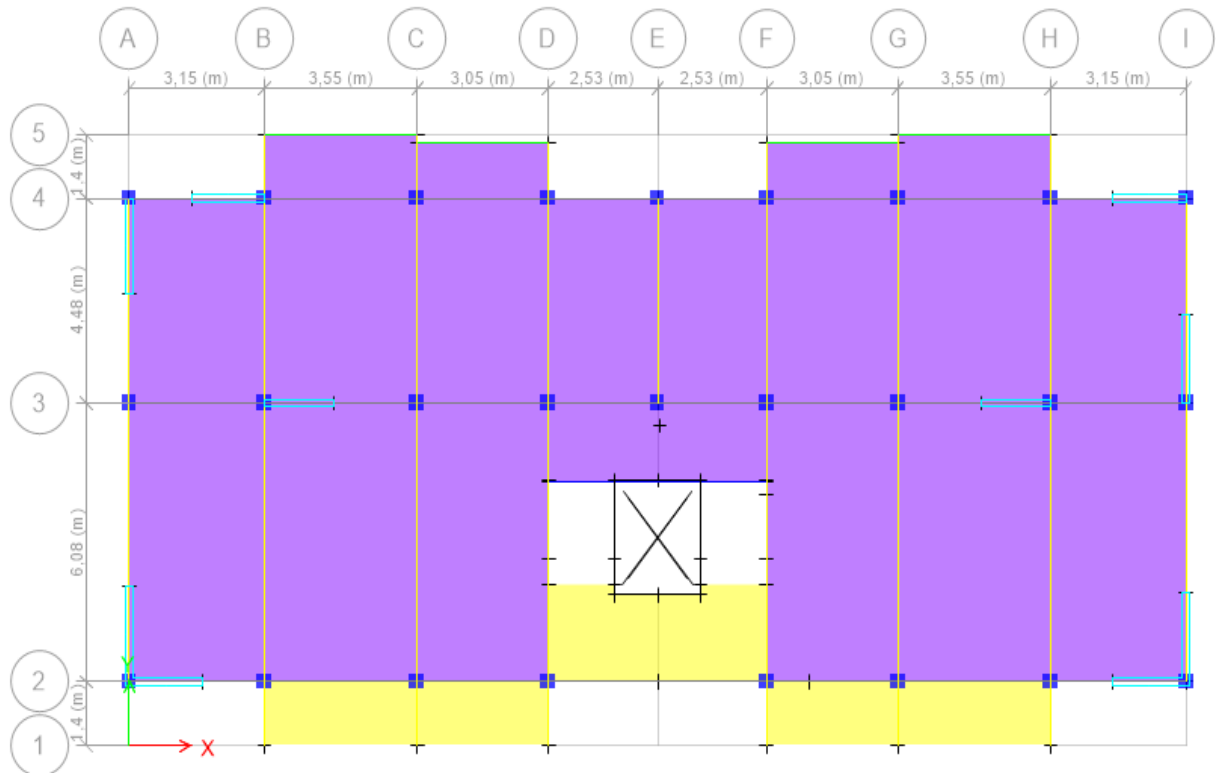


Figure IV.2. Plan de disposition des voiles de contreventement.

IV.6. Période de vibration et participation massique

D’après l’article (Art. 4.3.3) du RPA99/2003, le taux de participation massique doit être supérieur à 90%. Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,953	0,0002	0,6592	0,0002	0,6592
2	0,836	0,6765	0,0002	0,6767	0,6594
3	0,695	0,0005	0,0001	0,6773	0,6595
4	0,296	0,0008	0,1232	0,6781	0,7827
5	0,285	0,1088	0,001	0,7868	0,7837
6	0,212	9,632E-06	2,003E-06	0,7868	0,7837
7	0,16	0,0384	0,0002	0,8252	0,7839
8	0,154	0,0002	0,0399	0,8254	0,8238
9	0,13	0,007	0,0014	0,8324	0,8252
10	0,129	0,0007	0,0178	0,833	0,8429
11	0,103	0,0063	0,0001	0,8393	0,843
12	0,099	0,0148	3,714E-06	0,8541	0,843
13	0,091	0,0021	0,00002105	0,8562	0,843
14	0,086	0,00001176	0,0339	0,8562	0,877

15	0,07	0,016	2,594E-06	0,8723	0,877
16	0,06	0,00001752	0,0002	0,8723	0,8772
17	0,058	1,608E-06	0,0269	0,8723	0,9041
18	0,052	0,0123	0	0,8846	0,9041
19	0,043	0	0,0252	0,8846	0,9293
20	0,04	0,0001	0,0001	0,8848	0,9294
21	0,04	0,0102	3,686E-06	0,8949	0,9294
22	0,033	1,078E-06	0,0265	0,8949	0,956
23	0,031	0,01	0,00001028	0,9049	0,956

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures ci-dessous :

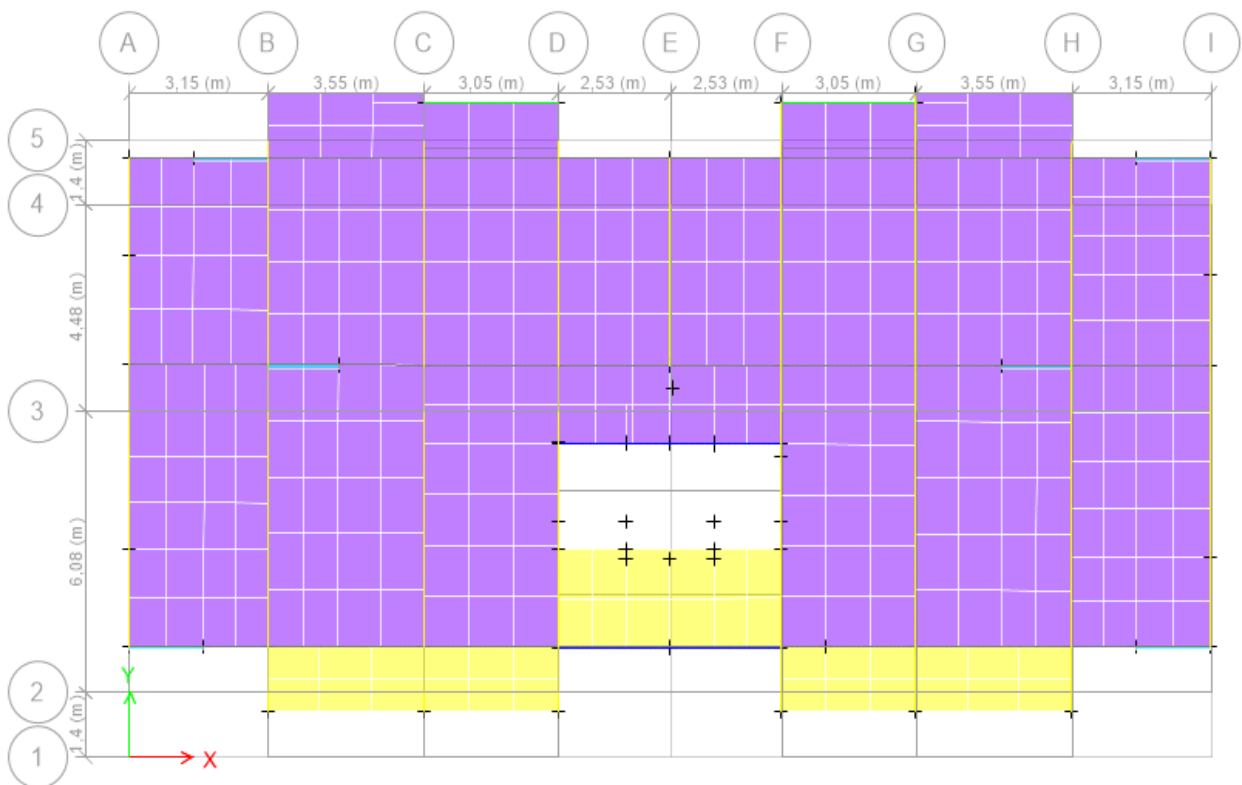


Figure IV.3. 1^{er} mode de vibration -Translation suivant l'axe des Y-Y

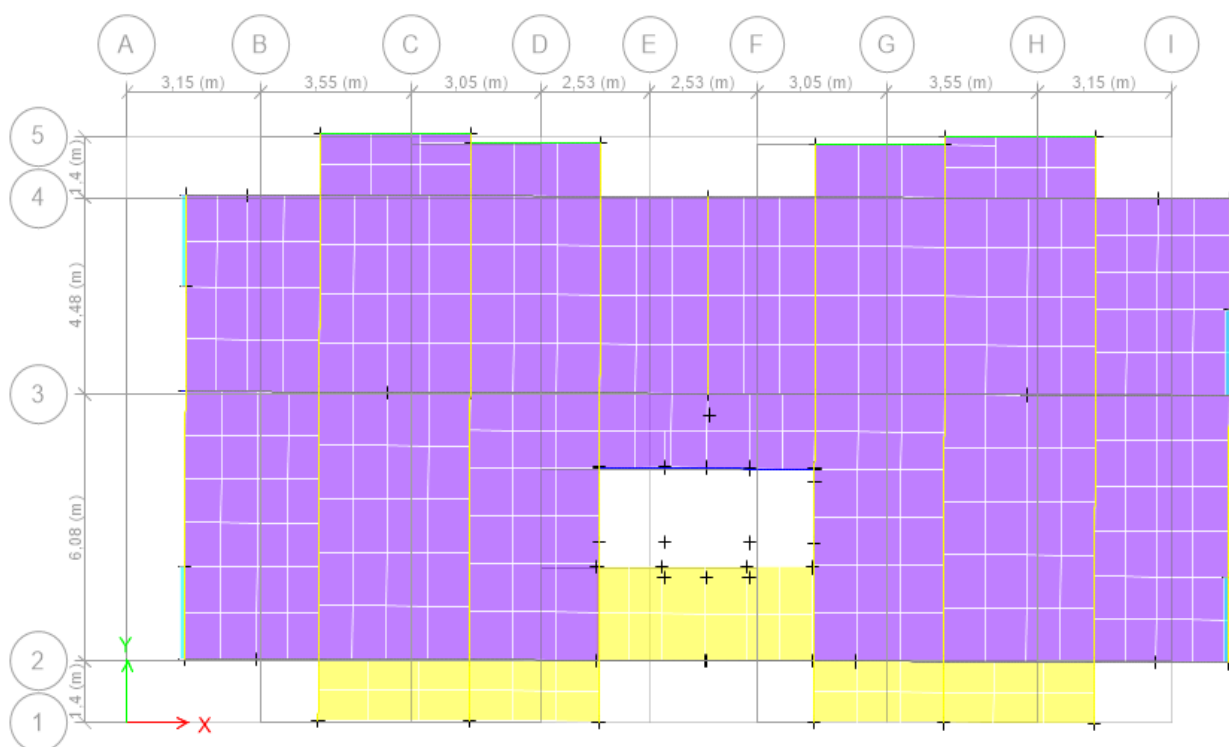


Figure IV.4. 2^{eme} mode de vibration -Translation suivant l'axe des X-X

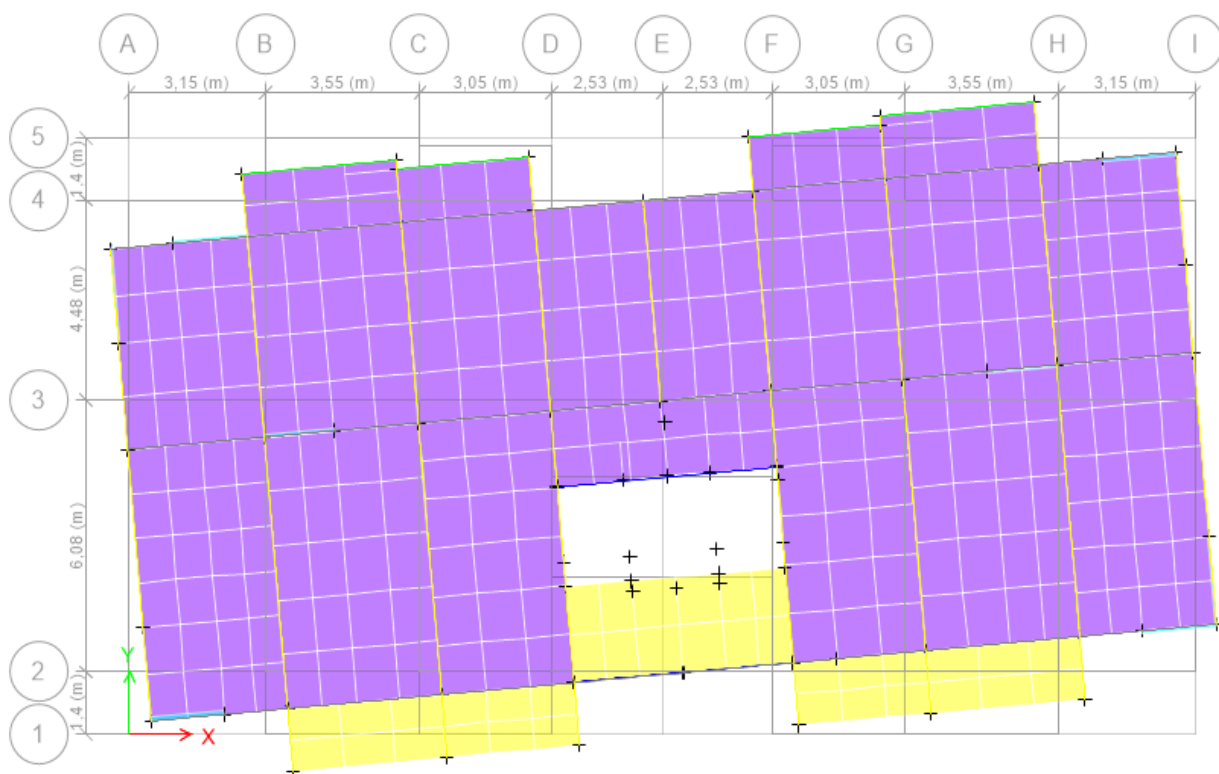


Figure IV.5. 3^{eme} mode de vibration -Rotation autour de l'axe des Z-Z.

IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue $V_{dy} > 0,8V_{st}$, pour le calcul de $V_{dynamique}$, nous avons eu recours au spectre de réponse de calcul suivant :

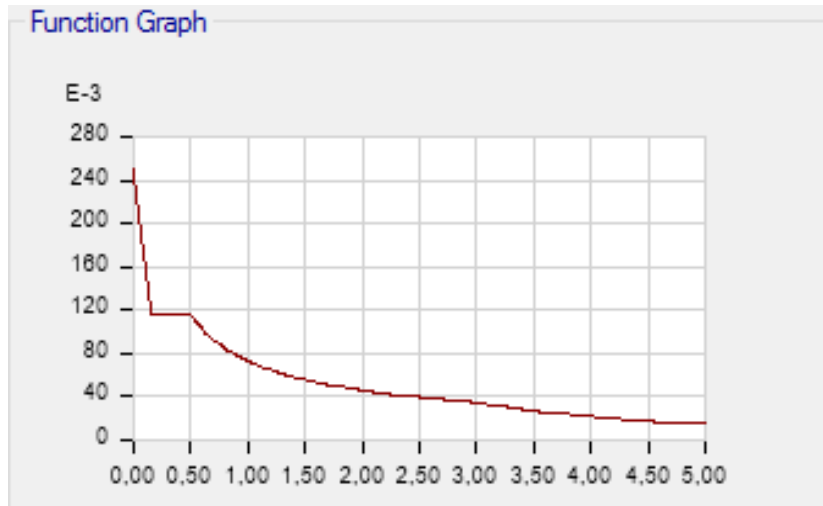


Figure IV.6. Spectre de réponse (Selon X et Y).

Donc on peut résumés les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Sens	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$V_{dy} > 0,8V_{st}$	Observation
X-X	2104,93	2851,64	2281,31	Non Vérifiée
Y-Y	1937,3515	2647,84	2118,27	Non Vérifiée

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

D'après le tableau IV.3, on constate que la condition du RPA99v2003 : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$ n'est pas satisfaite selon les deux sens, alors on doit majorer les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale de $(0.8V_{st} / V_{dyn})$, comme suit :

$$sens\ xx : \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} = 1,08 \ ; \ sens\ yy : \frac{0,8V_{st}}{V_{dyn}} = 1,09$$

Après majoration de l'action sismique, on obtient les résultats suivants :

Sens	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$V_{dy} > 0,8V_{st}$	Observation
X-X	2273,32	2841,655	2273,32	Vérifiée
Y-Y	2111,71	2639,64	2111,71	Vérifiée

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.8. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

Justification de l'interaction voiles-portiques

➤ **Sous charges verticales**

Le RPA99/2003 (art3.4. a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Charge reprise			Pourcentage repris		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques (%)	Voiles (%)	
Sous-sol	35472,4894	6612,568	42085,06	84,29	15,71	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.5. Charges verticales reprises par les portiques et voiles

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour les quatre premiers niveaux.

➤ **Sous charges horizontales :**

Le **RPA99/2003 (art3.4. a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.
- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Sens x-x					Observation
	Portique (KN)	Voiles (KN)	Totale	Portique (%)	Voile (%)	
Sous-Sol	2954,181	634,5336	3588,72	82,32	17,68	<i>vérifiée</i>
RDC	1184,582	1157,3376	2341,92	50,58	49,42	<i>vérifiée</i>
Etage 1	1609,332	610,6945	2220,03	72,49	27,51	<i>vérifiée</i>
Etage 2	1359,990	733,5124	2093,5	64,96	35,04	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1449,504	517,9686	1967,47	73,67	26,33	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1164,896	651,1545	1816,05	64,14	35,86	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1204,686	451,6172	1656,3	72,73	27,27	<i>vérifiée</i>
Etage 6	896,9575	571,5748	1468,53	61,08	38,92	<i>vérifiée</i>
Etage 7	891,9684	378,9918	1270,96	70,18	29,82	<i>vérifiée</i>
Etage 8	587,4761	450,8179	1038,29	56,58	43,42	<i>vérifiée</i>
Etage 9	491,4365	288,2396	779,676	63,03	36,97	<i>vérifiée</i>
Etage 10	398,5811	129,0954	527,677	75,54	24,46	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.6. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens x-x

Niveaux	Sens y-y					Observation
	Portique (KN)	Voiles (KN)	Totale	Portique (%)	Voile (%)	
Sous-Sol	2249,734	189,6973	2439,43	92,22	7,78	<i>vérifiée</i>
RDC	594,6034	1519,1781	2113,78	28,13	71,87	<i>vérifiée</i>
Etage 1	1084,219	961,6157	2045,84	53,00	47,00	<i>vérifiée</i>
Etage 2	959,7591	974,9378	1934,7	49,61	50,39	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1065,883	756,0061	1821,89	58,50	41,50	<i>vérifiée</i>
Etage 4	875,9864	808,5207	1684,51	52,00	48,00	<i>vérifiée</i>
Etage 5	925,4891	618,1835	1543,67	59,95	40,05	<i>vérifiée</i>
Etage 6	697,4013	690,2037	1387,61	50,26	49,74	<i>vérifiée</i>

<i>Etage 7</i>	709,6938	519,6456	1229,34	57,73	42,27	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	480,9529	540,4976	1021,45	47,09	*--52,91	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	426,0413	356,4651	782,506	54,45	45,55	<i>vérifiée</i>
<i>Etage10</i>	410,5333	213,0983	623,632	65,83	34,17	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.7. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles sens y-y

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.9. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. On doit vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

- B : l'aire de la section transversale du poteau considéré.
- N_d : L'effort normal maximal
- f_{c28} : Caractéristique de résistance à la compression

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
<i>S.S+Rdc+1</i>	60	60	3600	2153,7471	0,239	<i>vérifiée</i>
<i>pot2+3</i>	55	55	3025	1732,2654	0,229	<i>vérifiée</i>
<i>pot 4+5</i>	50	50	2500	1332,0272	0,213	<i>vérifiée</i>
<i>pot 6+7</i>	45	45	2025	946,0245	0,187	<i>vérifiée</i>
<i>Pot8+9+10</i>	40	40	1600	586,7581	0,147	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

IV.10. Justification vis-à-vis des déformations :

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

$$\Delta k = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau 'k' de la structure.
 δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques Fi.

R : Coefficient de comportement (R = 5).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Sens x-x						Observation
	$\delta_e K$ (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\frac{\Delta K}{hK}$ (%)	
Sous-Sol	0,0092	0,046	0	0,05	350,0	0,013	<i>vérifiée</i>
RDC	0,1548	0,774	0,046	0,73	350,0	0,208	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,3675	1,8375	0,774	1,06	306,0	0,348	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,6087	3,0435	1,8375	1,21	306,0	0,394	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,8561	4,2805	3,0435	1,24	306,0	0,404	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,1054	5,527	4,2805	1,25	306,0	0,407	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1,3452	6,726	5,527	1,20	306,0	0,392	<i>vérifiée</i>
Etage 6	1,5752	7,876	6,726	1,15	306,0	0,376	<i>vérifiée</i>
Etage 7	1,7848	8,924	7,876	1,05	306,0	0,342	<i>vérifiée</i>
Etage 8	1,9721	9,8605	8,924	0,94	306,0	0,306	<i>vérifiée</i>
Etage 9	2,1261	10,6305	8,924	1,71	306,0	0,558	<i>vérifiée</i>
Etage 10	2,2483	11,2415	9,8605	1,38	306,0	0,451	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.9. Vérification des déplacements sens x-x

Niveau	Sens y-y						Observation
	$\delta_e K$ (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hK (cm)	$\frac{\Delta K}{hK}$ (%)	
Sous-Sol	0,021	0,105	0	0,11	350,0	0,030	<i>vérifiée</i>
RDC	0,1715	0,858	0,105	0,75	350,0	0,215	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,4022	2,011	0,858	1,15	306,0	0,377	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,6832	3,416	2,011	1,41	306,0	0,459	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,9854	4,927	3,416	1,51	306,0	0,494	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1,2999	6,500	4,927	1,57	306,0	0,514	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1,6141	8,071	6,500	1,57	306,0	0,513	<i>vérifiée</i>
Etage 6	1,92	9,600	8,071	1,53	306,0	0,500	<i>vérifiée</i>
Etage 7	2,2069	11,035	9,600	1,43	306,0	0,469	<i>vérifiée</i>
Etage 8	2,4716	12,358	11,035	1,32	306,0	0,433	<i>vérifiée</i>
Etage 9	2,7079	13,540	12,358	1,18	306,0	0,386	<i>vérifiée</i>
Etage 10	2,9199	14,600	13,540	1,06	306,0	0,346	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.10. Vérification des déplacements sens y-y

IV.11. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) :

Les effets du 2eme ordre (ou 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 :

$$\theta = p_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(article 5.9)}$$

Tel que :

p_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau ‘‘K’’ par rapport au niveau ‘‘K-1’’.

h_k : Hauteur de l’étage ‘‘K’’

$$p_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n Fi$: Effort tranchant d’étage au niveau ‘‘K’’

- Si $0.1 \leq \theta \leq 0.2$, les effets (P- Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculée au moyen d’une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,2$, La structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Observation
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	
Sous-Sol	350,0	37897,766	0,05	2284,894785	0,002	<i>vérifiée</i>
RDC	350,0	32830,089	0,73	2276,526475	0,030	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306,0	29564,353	1,06	2232,856756	0,046	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306,0	26443,255	1,21	2152,900013	0,048	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306,0	23429,194	1,24	2037,691702	0,046	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306,0	20417,047	1,25	1893,510327	0,044	<i>vérifiée</i>
Etage 5	306,0	17500,077	1,20	1726,003448	0,040	<i>vérifiée</i>
Etage 6	306,0	14583,106	1,15	1534,842979	0,036	<i>vérifiée</i>
Etage 7	306,0	11753,282	1,05	1318,290174	0,031	<i>vérifiée</i>
Etage 8	306,0	8923,4579	0,94	1073,661432	0,025	<i>vérifiée</i>
Etage 9	306,0	6170,835	1,71	792,364094	0,043	<i>vérifiée</i>
Etage 10	306,0	3418,212	1,38	472,5263203	0,033	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.11. Justification vis-à-vis de l’effet P- Δ sens x-x

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens y-y			Observation
			Δ_k	V_k (KN)	θ_k	
Sous-Sol	350,0	37897,766	0,11	2121,7036	0,005	<i>vérifiée</i>
RDC	350,0	32830,089	0,75	2076,3043	0,034	<i>vérifiée</i>
Etage 1	306,0	29564,353	1,15	2027,6435	0,055	<i>vérifiée</i>
Etage 2	306,0	26443,255	1,41	1955,2422	0,062	<i>vérifiée</i>
Etage 3	306,0	23429,194	1,51	1853,5832	0,062	<i>vérifiée</i>
Etage 4	306,0	20417,047	1,57	1722,8815	0,061	<i>vérifiée</i>

<i>Etage 5</i>	306,0	17500,077	1,57	1574,641	0,057	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 6</i>	306,0	14583,106	1,53	1412,8991	0,052	<i>vérifiée</i>
<i>Etage 7</i>	306,0	11753,282	1,43	1231,0637	0,045	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 8</i>	306,0	8923,4579	1,32	1016,3056	0,038	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 9</i>	306,0	6170,835	1,18	764,3448	0,031	<i>Vérifiée</i>
<i>Etage 10</i>	306,0	3418,212	1,06	487,3915	0,024	<i>Vérifiée</i>

Tableau IV.12. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens y-y

IV.12. Conclusion :

Après plusieurs dispositions des voiles de contreventement, nous avons pu satisfaire toutes les exigences du **RPAv2003** tout en respectant l'aspect architectural du bâtiment qui nous a posé un obstacle majeur sur la disposition des voiles. Finalement nous avons abouti à une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment, et cela après augmentation des sections des poteaux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

<i>Niveaux</i>	<i>S-S</i>	<i>RDC</i>	<i>01</i>	<i>02</i>	<i>03</i>	<i>04</i>	<i>05</i>	<i>06</i>	<i>07</i>	<i>08</i>	<i>09</i>	<i>10</i>
<i>Poteaux (cm²)</i>	<i>60×60</i>		<i>55×55</i>			<i>50×50</i>		<i>45×45</i>		<i>40×40</i>		
<i>Voiles (cm)</i>	<i>0,2</i>	<i>0,15</i>	<i>0,15</i>	<i>0,15</i>	<i>0,15</i>	<i>0,15</i>	<i>0,15</i>	<i>0,15</i>	<i>0,15</i>	<i>0,15</i>	<i>0,15</i>	<i>0,15</i>
<i>P.P (cm²)</i>	<i>0,3×0,45</i>											
<i>P.S (cm²)</i>	<i>0,3×0,4</i>											

Tableau IV.13. Dimensions finales des éléments structuraux

Chapitre v

Ferraillages

des éléments

principaux

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, h_e, h_e, 60cm\right) \end{cases}$$

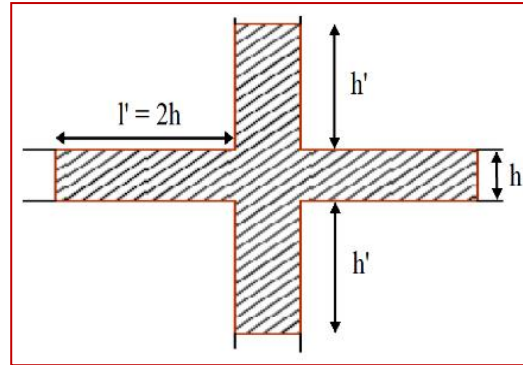


Figure V.1. Zone nodale

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont rapportées dans le tableau suivant :

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol et RDC	60x60	32,4	144	216
1 ^{er} et 2 ^{em} étage	55x55	27,22	121	181,5
3 ^{em} et 4 ^{em} étage	50x50	22,5	100	150
5 ^{em} et 6 ^{em} étage	45x45	18,22	81	121,5
7 ^{em} et 8 ^{em} étage	40x40	14,4	64	96

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

✓ **Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées en utilisant la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V^{max}}{h_1 \times f_e}$$

- V^{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.
- ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{Si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{Si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

- **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.
- **t** : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée à partir de la formule précédente ; dont la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

$$\text{Zone IIb} \rightarrow \begin{cases} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15cm) \\ \text{Dans la zone courante : } t' \leq 15\phi_l \end{cases}$$

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\%(h_1 \times t) & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\%(h_1 \times t) & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \\ 3 \leq \lambda_g \leq 5 & \text{interpoler entre les deux valeurs limites} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminés verticales, en nombre de diamètre suffisants pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux, mais ainsi que ces deux derniers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum.

V.2.2. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau, comme exemple de calcul et les autres seront

Soit : $N = 2533,59 \text{ KN} \rightarrow M = 41,75 \text{ KN.m}$

$b = 60 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; d = 57 \text{ cm}.$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,016 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 725,81 \text{ KN.m}$$

$$Nu(d - d') - MuA \leq (0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu}$$

$$Nu(d - d') - MuA = 2533,59 \times 10^{-3} \times (0,57 - 0,03) - 725,81 \times 10^{-3} = 0,64$$

$$(0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu} = 0,90$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{725,81 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,6 \times 0,57^2} = 0,262$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \rightarrow \text{Pivot B} ; A' = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,387 \text{ m} \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,481 \text{ m} \end{cases} \rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 43,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -29,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend $A=0$

$$A_{min}^{bael} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,6 \times 0,57 \times \frac{2,1}{400} = 4,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{Rpa} = 0,9\%B \text{ Avec B : section du poteau}$$

$$A_{min}^{Rpa} = 0,9\% \times 60 \times 60 = 32,4 \text{ cm}^2$$

Le poteau sera alors ferrailé avec :

$$\max(A ; A' ; A_{min}^{bael} ; A_{min}^{Rpa}) = \max(0, 0, 4,12 \text{ cm}^2, 32,4 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Donc on ferraille avec } A_{min}^{Rpa} = 32,4 \text{ cm}^2$$

Section	Section (cm ²)	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	Comb	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des Barres (cm ²)
S.S et RDC et Etage 1	60×60	N _{max} →M _{cor}	2533,59	41,75	110,43	ELU	SPC	4.12	32.4	12HA16 +4HA20 =36,7
		N _{min} →M _{cor}	-817,19	22,43		ELA	SET	23,49		
		M _{max} →N _{cor}	1156,17	178,15		ELA	SPC	4.12		
Etages 2 et 3	55×55	N _{max} →M _{cor}	1893,59	44,78	127,33	ELU	SPC	3.78	27,22	12HA16 +4HA14 =28.65
		N _{min} →M _{cor}	-216,27	15,37		ELA	SET	15,88		
		M _{max} →N _{cor}	806,94	193,08		ELA	SPC	3,78		
Etages 4 et 5	50×50	N _{max} →M _{cor}	1484,66	41,99	111,43	ELU	SPC	2,83	22,5	12HA16 +4HA14 =28.65
		N _{min} →M _{cor}	-43,021	59,57		ELA	SPC	2,83		
		M _{max} →N _{cor}	506,18	167,09		ELA	SPC	2,83		
Etages 6 et 7	45×45	N _{max} →M _{cor}	1085,33	40,61	83,20	ELU	SPC	2,28	18,22	12HA16 +4HA14 =28.65
		N _{min} →M _{cor}	-9,61	17,96		ELA	SPC	2,28		
		M _{max} →N _{cor}	285,76	124,77		ELA	SPC	2,28		
Etage 8 et 9	40x40	N _{max} →M _{cor}	695,35	38,4543	64,826	ELU	SPC	1,78	14,4	12HA16 +4HA14 = 28,65
		N _{min} →M _{cor}	-75,019	4,3139		ELA	SPC	1,78		
		M _{max} →N _{cor}	95,008	80,71		ELA	SPC	1,78		
Etage 10	40×40	N _{max} →M _{cor}	315,6767	39,1887	55,638	ELU	SPC	1,78	14,4	8HA14+ 4HA16 =22,2
		N _{min} →M _{cor}	-59,9825	14,1715		ELA	SPC	1,78		
		M _{max} →N _{cor}	22,7529	73,1224		ELA	SPC	1,78		

Tableau V.2. Sollicitation et ferraillages dans les poteaux

Niveaux	S.S+RDC	Etage1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9 et 10	Etage 10
Section	60x60	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	40x40
$\phi_l^{\min}(cm)$	1.6	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
$l_l(cm)$	245	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2	214,2
λ_g	4,08	3,57	3,89	4,284	4,76	5,35	5,35
V (KN)	110,43	110,43	127,33	111,43	83,20	64,826	55,6385
$t_{zone\ nodal}(cm)$	10	10	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courante}(cm)$	10	10	10	10	10	10	10
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75
$A_t(cm^2)$	1,72	1,72	2,17	2,08	1,73	1,51	1,51
$A_t^{\min}(cm^2)$	3,18	3,94	3,17	2,39	1,62	1,2	1,2
$A_t^{adop}(cm^2)$	8HA10 =6,28	8HA10 =6,28	8HA10 =6,28	8HA10 =6,28	8HA10 =6,28	8HA10 =6,28	6HA8 =3.02

Tableau V.3. Vérification de ferrailage transversal

V.2.3. Vérifications nécessaires

- 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.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir l'instabilité par flambement.

On vérifie : $N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$

- $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: Section réduite du poteau.
- A_s : La section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{Pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0,6\left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \dots \dots \dots \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

L'élancement mécanique est donné par : $\begin{cases} \lambda = 3,46 \times l_f/b & \text{Pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f/f & \text{Pour les sections circulaires.} \end{cases}$

$L_f = 0,7L_0$: Longueur de flambement

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 2786 \text{ KN}$

$L_f = 2,45m ; \lambda = 14,12 < 50 ; \alpha = 0,82 ; B_r = 0,3364 \text{ m}^2.$

$$N_u = \alpha \times \left[\frac{0.3364 \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{36,7 \times 10^{-4} \times 400}{1,15} \right] = 6,155MN.$$

$$N_d = 2,786MN < N_u = 6,155MN \rightarrow \text{Pas de risque de flambement}$$

Les résultats des vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	h (m)	b (m)	l _f (m)	Λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (KN)	N _d (KN)	Obser
S.S-RDC	0,6	0,6	2.45	14,12	0,82	36.7	0.3364	6155,04	2786.23	Vérifiée
Etage 1	0.6	0.6	2 ,142	12,35	0.83	36,7	0.3364	6230.10	2786.23	Vérifiée
Etage 2 et 3	0,55	0,55	2.142	13,47	0,82	28.65	0.2809	5082,66	2082,94	Vérifiée
Etage 4 et 5	0.50	0.50	2.142	14,82	0.82	28 ,6 5	0.2304	4315,81	1633,12	Vérifiée
Etage 6 et 7	0,45	0,45	2.142	16,46	0,81	28,65	0.1849	3580,68	1193,86	Vérifiée
Etage 8 et 9	0,40	0,40	2.142	18,52	0,80	28,65	0,1444	2936,47	764,885	Vérifiée
Etage 10	0,40	0,40	2.142	18,52	0,80	22 ,2	0.1444	2751,07	347,237	Vérifiée

Tableau V.4. Vérification au flambement des différents poteaux

Pas risque de flambement.

• Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible dans les poteaux, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} ; \quad \sigma_{bc 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$= 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

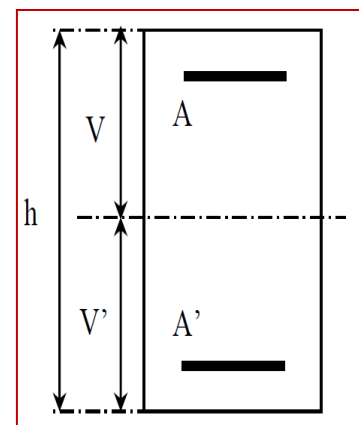


Figure V.2. Section d'un poteau

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{avec} \quad V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	S.S et RDC et 1 Etage	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9	Etage 10
Sections	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	40x40
d (cm)	57	52	47	42	37	37
A (cm ²)	36,7	28,65	28,65	28,65	28,65	22,2
V (m)	0,335	0,305	0,282	0,259	0,2359	0,229
V' (m)	0,265	0,245	0,218	0,191	0,164	0,171
I _{yy} (m ⁴)	0,01428	0,00988	0,00667	0,00476	0,00311	0,00292
N _{ser} (MN)	1,84025	1,37425	1,0774	0,78776	0,50506	0,22996
M _{ser} (MN.m)	0,03124	0,03259	0,0306	0,02960	0,02804	0,02862
M _{serG} (MN.m)	0,0956	0,0738	0,0586	0,0516	0,0461	0,0352
σ _{bc1} (MPa)	6,676	6,25	6,15	6,016	5,98	3,893
σ _{bc2} (MPa)	6,2	5,81	5,59	5,27	4,91	3,19
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.5. Vérification de la contrainte dans le béton dans les poteaux

- Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99/2003 (art 7. 4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton (τ_{bu}) doit être inférieure ou égal à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant

Niveau	Section (cm ²)	λ _g	l _f (m)	ρ _d	d (cm)	V (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
S.S et RDC	60x60	4,08	2,45	0,04	57	110,43	0,322	1	Vérifiée
Etage 1	60x60	3,57	2,142	0,04	57	110,43	0,322	1	Vérifiée
Etage 2 et 3	55x55	3,89	2,142	0,04	52	127,33	0,445	1	Vérifiée
Etage 4 et 5	50x50	4,28	2,142	0,04	47	111,43	0,474	1	Vérifiée
Etage 6 et 7	45x45	4,76	2,142	0,04	42	83,20	0,44	1	Vérifiée

Étage 8 et 9 et 10	40x40	5,35	2,142	0,075	37	64,826	0,43	1,875	Vérifiée
--------------------	-------	------	-------	-------	----	--------	------	-------	----------

Tableau V.6. Vérification des sollicitations tangente dans les poteaux

- Détermination de la zone nodale

Pour des mesures de sécurité, l'élimination de la jonction dans les zones critiques est indispensable.

V.2.5. Schéma de ferrailage

Sous-sol+RDC+1^{ère} étage :

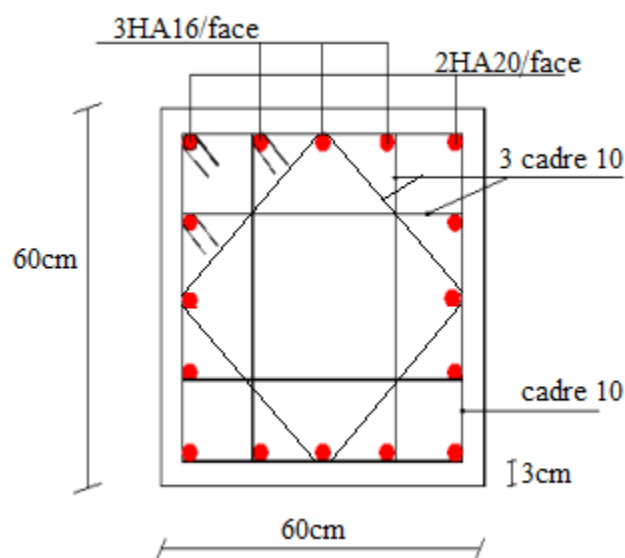


Figure V.3. Schéma de ferrailage poteau s-sol + RDC+1^{ère} étage

2^{ème} + 3^{ème} étage :

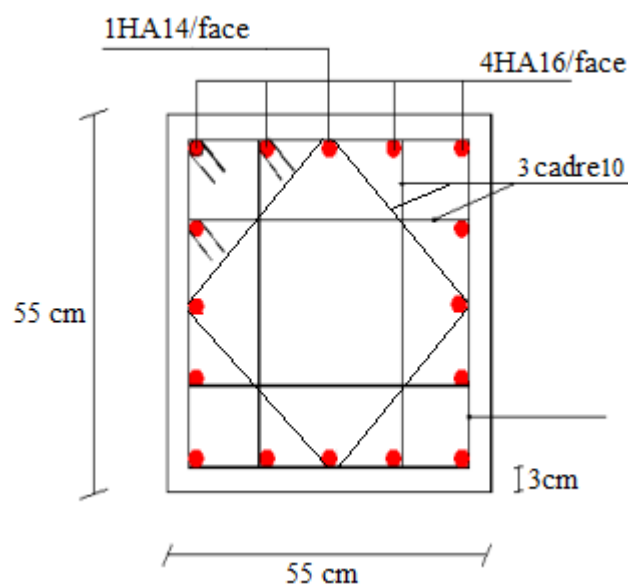


Figure V.4. Schéma de ferrailage poteaux 2^{ème} étage+3^{ème} étage

4^{ème} + 5^{ème} étage :

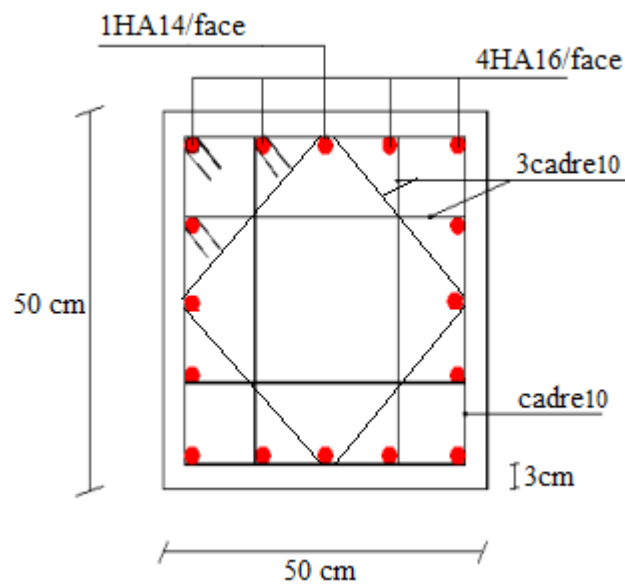


Figure V.5. Schéma de ferraillage poteaux 4^{ème} étage+5^{ème} étage

6^{ème} étage + 7^{ème} étage

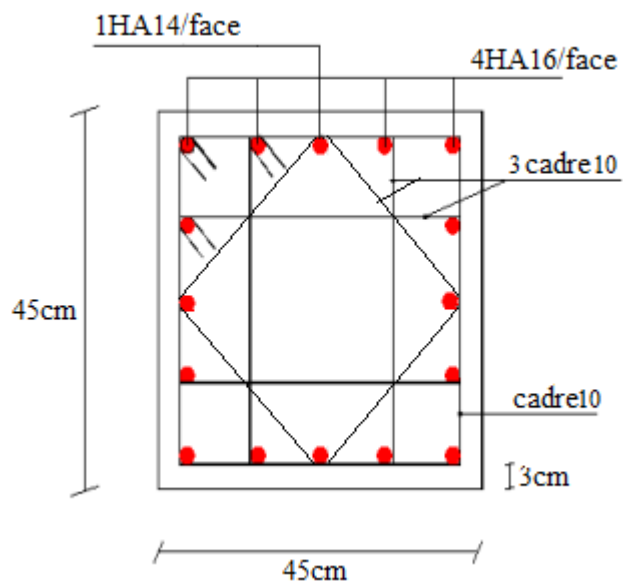


Figure V.6. Schéma de ferraillage poteaux 6^{ème} étage+7^{ème} étage

8^{ème} étage + 9^{ème} étage :

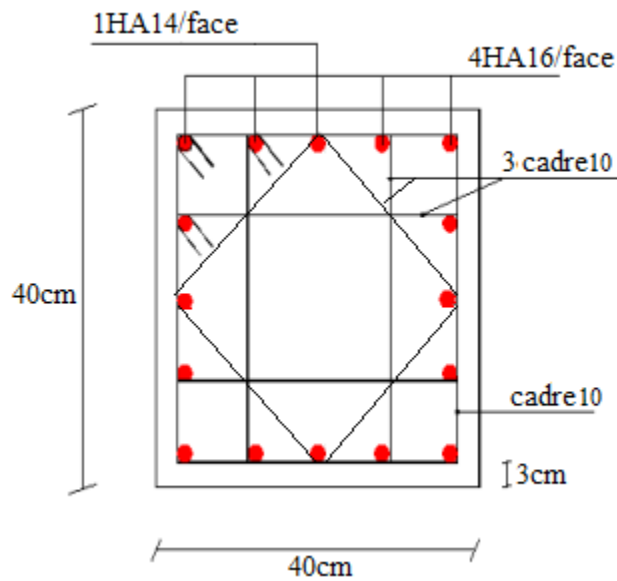


Figure V.7. Schéma de ferraillage poteaux 8^{ème} étage+9^{ème} étage

10^{ème} étage :

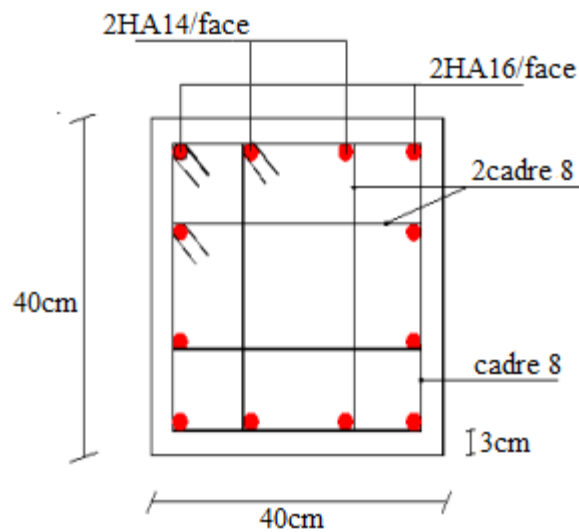


Figure V.8. Schéma de ferraillage poteaux 10^{ème} étage

V.3. Etude des poutres

Les poutres seront calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS2016 avec les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

V.3.1. Recommandations et exigences du RPA99/2003

✓ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

Avec : ϕ_{max} : Le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

✓ **Armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales minimale est donné par :

$$A_t = 0,003\% \times S \times b$$

- **L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :**

$$\begin{cases} S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots \dots \dots \text{en zone nodale.} \\ S \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées.

C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Calcul du ferrailage

Soit la poutre principale de dimensions (30 × 45) RDC avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 145,3036. \text{ m} \\ M_a = 111,3616 \text{ KN. m.} \end{cases}$$

• **Armatures en appui**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{111,3616 \times 10^{-3}}{18,47 \times 0,3 \times 0,42^2} = 0,1139$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A ; } A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,1516 \text{ m} \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,357 \text{ m} \end{cases} \rightarrow A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = 7,056 \text{ cm}^2$$

• **Armatures en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{145,3036 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,3 \times 0,42^2} = 0,1934$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A ; } A = 0 ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0,27 \text{ m} \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,3746 \text{ m} \end{cases} \rightarrow A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = 11,146 \text{ cm}^2$$

• **La section minimale des aciers longitudinaux :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art F. TV. 2)}$$

$$A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe les ferraillages des différentes poutres :

Niv	Poutres	Section (cm ²)	Local	Comb	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adpt} (cm ²)	Choix du ferrailage
RDC + sous-sol	P.P	30x45	Travée	ELU	145,30	144,03	6,75	11,14	12,06	3HA16 FIL +3HA16CHAP
			Appui	ELA	111,36			7,05	9,42	3HA16 FIL +3HA12CHAP
	P.S	30x40	Travée	ELU	23,01	41,04	6	1,82	6,79	3HA12 FIL +3HA12CHAP
			Appui	ELA	35,22			2,43	6,79	3HA12 FIL +3HA12CHAP
Étage courant	P.P	30x45	Travée	ELU	103,57	150,74	6,75	7,65	9,42	3HA16FIL +3HA12CHAP
			Appui	ELA	151,07			9,82	10,56	3HA16 FIL +3HA14CHAP
	P.S	30x40	Travée	ELU	54,58	108,07	6	4,458	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP
			Appui	ELA	109,04			7,99	8,01	3HA14 FIL +3HA12CHAP
Terrasse + étage 8+9	P.P	30x45	Travée	ELU	117,92	131,75	6,75	8,82	9,24	3HA14 FIL +3HA14CHAP
			Appui	ELA	113,75			7,2	9,24	3HA14 FIL +3HA14CHAP
	P.S	30x40	Travée	ELU	54,58	60,27	6	4,45	6,79	3HA12 FIL +3HA12CHAP
			Appui	ELA	56,715			3,98	6,79	3HA12 FIL +3HA12CHAP

Tableau V.7. Sollicitation ferrailages des poutres

➤ Armatures transversales

➤ Calcul de ϕ_t

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1 \min}\right) \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } \phi_t \leq \min(12,85; 30; 12) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires } \phi_t \leq \min(11,4; 30; 12) \text{ mm} \end{cases}$$

Donc on prend pour les poutres principales et secondaires :

At = un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

✚ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$

{ Poutres principales : $S_t \leq \min(11,25; 14,4; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 11,25 \text{ cm}$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

{ Poutres secondaires : $S_t \leq \min(10; 14,4; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

{ Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} \rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm}$ soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

{ Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \leq S_t \leq 20 \text{ cm}$ soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

On a : $A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 2,1 \text{ cm}^2 \rightarrow$ La condition est vérifiée

V.3.3 Les vérifications nécessaires :

• **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 4\%(b \times h)$

{ Poutres principales : $A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$

{ Poutres secondaires : $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%(b \times h)$

{ Poutres principales : $A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$

{ Poutres secondaires : $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification à l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité :** $A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,52 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes tangentielles

On doit vérifier : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 5 \text{ MPa}\right)$

On vérifie que les poutres les plus défavorables, si les vérifications sont satisfaites donc les autres poutres le seront aussi.

Les résultats sont donnés dans le tableau qui suit :

Poutres	V_{\max} (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Principale	150,73	1,196	3,33	Vérifiée
Secondaires	108,07	0,97	3,33	Vérifiée

Tableau V.8. Vérifications des contraintes tangentielles

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Appuis de rives : $A_l \geq A_l^{inter} = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

Appuis intermédiaires : $A_l \geq A_l^{inter} = \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right)$

Poutres	V_{max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principales	150,74	-151,07	12,06	4,33	0,43	Vérifiée
Secondaires	108,07	-109,04	8,01	3,01	0,31	Vérifiée

Tableau V.9. Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

➤ Vérification à l'ELS

✓ Etat limite de compression du béton

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

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes		Observation
						σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Principales	Travée	103,12	12,06	17,2698	273327,565	6,515	15	Vérifiée
	Appui	101,93	10,56	16,43	251483,67	6,659	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	34,79	6,79	12,79	139788,37	3,183	15	Vérifiée
	Appui	26,93	8,01	13,67	156337,601	2,35	15	Vérifiée

Tableau V.10. Vérifications de l'état limite de compression du béton

✓ Vérification de l'état limite de déformation

D'après le BAEL91 la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow (3) \end{cases}$$

Poutre	Ht (cm)	B (cm)	L (m)	As (cm ²)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{4,2}{F_e}$
Principale	45	30	6,08	12,06	0,074 ≥ 0,06	0,074 ≥ 0,117	0,009 < 0,01
Secondaire	40	30	3,55	8,01	0,112 ≥ 0,06	0,112 ≥ 0,075	0,0072 < 0,01

Tableau V.11. Vérification de l'état limite de la déformation

➤ La Vérification de la flèche est nécessaire pour la poutre principale.

fgv (mm)	fji (mm)	fpi (mm)	fgi (mm)	Δft (mm)	fadm (mm)	Observation
3,339	0,816	1,83	1,38	2,96	6,085	Vérifiée

Tableau V.12. Vérification des flèches.

• Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003(Art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

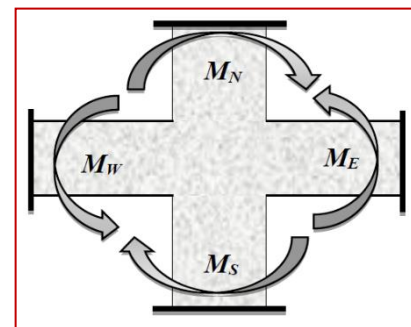


Figure V.9. Répartition des moments dans les zones nodales

• Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- Dimensions de la section du béton.
- Quantité d'armatures dans la section.
- Contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec :} \quad z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
Sous-sol	0,6	0,54	12,31	348	231,32952
RDC	0,6	0,54	12,31	348	231,32952
Etage 1	0,6	0,54	12,31	348	231,32952
Etage 2	0,55	0,495	9,17	348	157,96242
Etage 3	0,55	0,495	9,17	348	157,96242
Etage 4	0,5	0,45	7,29	348	114,1614
Etage 5	0,5	0,45	7,29	348	114,1614
Etage 6	0,45	0,405	7,29	348	102,74526
Etage 7	0,45	0,405	7,29	348	102,74526
Etage 8	0,4	0,36	5,34	348	66,89952
Etage 9	0,4	0,36	5,34	348	66,89952
Etage 10	0,4	0,36	5,34	348	66,89952

Tableau V.13. Moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN. m)
Sous-sol	0,45	0,405	12,06	348	169,97364
RDC	0,45	0,405	12,06	348	169,97364
Etage 1	0,45	0,405	10,56	348	148,83264
Etage 2	0,45	0,405	10,56	348	148,83264
Etage 3	0,45	0,405	10,56	348	148,83264
Etage 4	0,45	0,405	10,56	348	148,83264
Etage 5	0,45	0,405	10,56	348	148,83264
Etage 6	0,45	0,405	10,56	348	148,83264
Etage 7	0,45	0,405	10,56	348	148,83264
Etage 8	0,45	0,405	10,56	348	148,83264
Etage 9	0,45	0,405	10,56	348	148,83264
Etage 10	0,45	0,405	9,24	348	130,22856

Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (MPa)	M_R (KN. m)
Entre sol	0,4	0,36	6,79	348	85,06512
RDC	0,4	0,36	6,79	348	85,06512
Etage 1	0,4	0,36	8,01	348	100,34928
Etage 2	0,4	0,36	8,01	348	100,34928
Etage 3	0,4	0,36	8,01	348	100,34928
Etage 4	0,4	0,36	8,01	348	100,34928
Etage 5	0,4	0,36	8,01	348	100,34928
Etage 6	0,4	0,36	8,01	348	100,34928
Etage 7	0,4	0,36	8,01	348	100,34928
Etage 8	0,4	0,36	8,01	348	100,34928
Etage 9	0,4	0,36	8,01	348	100,34928
Etage 10	0,4	0,36	6,79	348	85,06512

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres secondaires.

On résume les résultats des vérifications des zones nodales dans les tableaux ci-dessous :

Niveaux	M_N	M_S	$M_S + M_N$	M_W	M_E	$1,25(M_W + M_E)$	Observation
Sous-sol	464,54	232,2691	696,81	169,97364	169,97364	424,93	Vérifiée
RDC	464,54	232,2691	696,81	169,97364	169,97364	424,93	Vérifiée
Etage 1	464,54	232,2691	696,81	148,83264	148,83264	372,08	Vérifiée
Etage 2	315,92	157,9624	473,89	148,83264	148,83264	372,08	Vérifiée
Etage 3	315,92	157,9624	473,89	148,83264	148,83264	372,08	Vérifiée
Etage 4	287,20	143,6022	430,81	148,83264	148,83264	372,08	Vérifiée

<i>Etage 5</i>	287,20	143,6022	430,81	148,83264	148,83264	372,08	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	258,48	129,242	387,73	148,83264	148,83264	372,08	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	258,48	129,242	387,73	148,83264	148,83264	372,08	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	229,76	114,88	344,64	130,22856	130,22856	325,57	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	229,76	114,88	344,64	130,22856	130,22856	325,57	Vérifiée
<i>Etage 10</i>	201,44	100,72	302,16	130,22856	130,22856	325,57	Pas Vérifiée

Tableau V.16. Vérification des zones nodales selon le sens principal

Niveaux	M_N	M_S	$M_S + M_N$	M_W	M_E	$1,25(M_W + M_E)$	Observation
<i>Sous-sol</i>	464,54	232,2691	696,81	85,06512	85,06512	212,66	Vérifiée
<i>RDC</i>	464,54	232,2691	696,81	85,06512	85,06512	212,66	Vérifiée
<i>Etage 1</i>	464,54	232,2691	696,81	100,34928	100,34928	250,87	Vérifiée
<i>Etage 2</i>	315,92	157,9624	473,89	100,34928	100,34928	250,87	Vérifiée
<i>Etage 3</i>	315,92	157,9624	473,89	100,34928	100,34928	250,87	Vérifiée
<i>Etage 4</i>	287,20	143,6022	430,81	100,34928	100,34928	250,87	Vérifiée
<i>Etage 5</i>	287,20	143,6022	430,81	100,34928	100,34928	250,87	Vérifiée
<i>Etage 6</i>	258,48	129,242	387,73	100,34928	100,34928	250,87	Vérifiée
<i>Etage 7</i>	258,48	129,242	387,73	100,34928	100,34928	250,87	Vérifiée
<i>Etage 8</i>	229,76	114,88	344,64	100,34928	100,34928	250,87	Vérifiée
<i>Etage 9</i>	229,76	114,88	344,64	100,34928	100,34928	250,87	Vérifiée
<i>Etage10</i>	201,44	100,72	302,16	85,06512	85,06512	212,66	Vérifiée

Tableau V.17. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

• **Remarque :**

Pour les poutres associées au voile on aura ces moments et ce genre de ferrailage :

Sous-sol + RDC + étage courant :

$M_{\text{poutres principale}}$:

En travée = 103,5735 KN.m

En appui = 190,137 KN.m

Ferrailage :

En travée = 3HA20

En appui = 3HA20 FIL +3HA12 CHAP.

Terrasse accessible :

$M_{\text{poutres principale}}$:

En travée = 117,922 KN.m

En appui = 128,542 KN.m

Ferrailage :

En travée = 3HA14 FIL +3HA14 CHAP.

En appui = 3HA14 FIL +3HA14 CHAP.

V.3.4 Schéma de ferrailage des poutres :

Nous exposerons dans le tableau ci-dessous les schémas de ferrailages des poutres principales et poutre secondaires du plancher :

➤ Poutre principale

Niveau	Schéma de ferrailage	
	En appui	En travée
Sous-sol + RDC	<p>Appui</p> <p>45cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA16</p> <p>3HA12</p> <p>Cadre+étrier $\phi=8$</p> <p>3HA16</p>	<p>Travée</p> <p>45cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA16</p> <p>Cadre+étrier $\phi=8$</p> <p>3HA16</p> <p>3HA16</p>
Etage courant	<p>Appui</p> <p>45cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA16</p> <p>3HA14</p> <p>Cadre+étrier $\phi=8$</p> <p>3HA16</p>	<p>Travée</p> <p>45cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA16</p> <p>Cadre+étrier $\phi=8$</p> <p>3HA12</p> <p>3HA16</p>
8 ^{etage} + 9 ^{étage} + Terrasse Accessible	<p>Appui</p> <p>45cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA14</p> <p>3HA14</p> <p>Cadre+étrier $\phi=8$</p> <p>3HA14</p>	<p>Travée</p> <p>45cm</p> <p>30 cm</p> <p>3HA14</p> <p>Cadre+étrier $\phi=8$</p> <p>3HA14</p> <p>3HA14</p>

Tableau V.18. Schéma de ferrailage des poutres principales du plancher

➤ Poutre secondaire

Niveau	Schéma de ferrailage	
	En appui	En travée
Sous-sol + RDC	<p>Appui</p> <p>3HA12 3HA12 3HA12 3HA12 40cm 30 cm Cadre+étrier Φ=8</p>	<p>Travée</p> <p>3HA12 3HA12 3HA12 3HA12 40cm 30 cm Cadre+étrier Φ=8</p>
Etage courant	<p>Appui</p> <p>3HA14 3HA12 3HA14 40cm 30 cm Cadre+étrier Φ=8</p>	<p>Travée</p> <p>3HA14 3HA12 3HA14 40cm 30 cm Cadre+étrier Φ=8</p>
8étage + 9étage + Terrasse Accessible	<p>Appui</p> <p>3HA12 3HA12 3HA12 3HA12 40cm 30 cm Cadre+étrier Φ=8</p>	<p>Travée</p> <p>3HA12 3HA12 3HA12 3HA12 40cm 30 cm Cadre+étrier Φ=8</p>

Tableau V.19. Schéma de ferrailage des poutres secondaires du plancher

V.3.5 Etude de la poutre de chaînage :

Dimensionnement : D’après le RPA99 (Art 9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou 2/3 de l’élément supporté.

D’après le logiciel Etabs on a trouvé que la poutre de chaînage la plus sollicitée, c’est la poutre nommée B75 situé au dernier niveau des un moment de : 8,89 KN.m.

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$l_{max} = 355 - 40 = 315 \text{ cm} = 3,15 \text{ m}$$

Selon la condition de la flèche :

$$l_{max} / 15 \leq h \leq l_{max} / 10 \Rightarrow 355/15 \leq h \leq 355/10 \Rightarrow 23,66 \leq h \leq 35,5$$

Soit : h = 30 cm ; b = 30 cm

D’après l’Etabs on a :

$$\begin{cases} M_u = 8,89 \text{ KN.m} \\ V_u = 11,72 \text{ KN.m} \\ M_s = 6,49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Correction des moments :**

ELU

$$\begin{cases} M_u^t = 0,85 \times 8,89 = 7,5565 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0,5 \times 8,89 = -4,445 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS

$$\begin{cases} M_s^t = 0,85 \times 6,49 = 5,5165 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -0,5 \times 6,49 = -3,245 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Ferraillage de la poutre de chaînage :**

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{choisis} (cm ²)
Travée	7,55	0,024	0,0307	0,266	0,813	0,97	3HA10 = 2.36
Appui	-4,445	0,0143	0,018	0,268	0,476	0,97	3HA10 = 2.36

Tableau V.20. Tableau de ferraillage de la poutre de chaînage.

➤ **Vérification à l’ELU :**

- **Effort tranchant :(CBA.Art.5.1) :**

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{11,72 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,145 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

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

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{F_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u \times 0,3f_{t28})}{0,9 \times f_e} < 0 \end{cases}$$

→ Soit un cadre de Ø8 + une épingle de Ø8 → $A_t = 3\text{Ø}8 = 1.51 \text{ cm}^2$.

• **Vérification à l'ELS :**

- Vérification de la contrainte dans le béton :

On a :

$$\begin{cases} M_s^t = 5,5165 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -3,245 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

localisation	Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm4)	σbc (MPa)	σ̄bc (MPa)	Observation
En travée	5,52	6.88	17587,03	2,159	15	Vérifiée
En appui	-3,245	6.88	17587,03	1,269	15	Vérifiée

Tableau V.21. Tableau de vérification des contraintes.

➤ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \Rightarrow 0.095 \geq 0.117 \dots \dots \dots \text{pas vérifier}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 2,91 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 \leq 10,5 \times 10^{-3} \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Vérification de la flèche est nécessaire.

fgv (mm)	fji (mm)	fpi (mm)	fgi (mm)	Δft (mm)	fadm (mm)	Observation
2,98	1,29	2,52	1,63	2,57	6,3	Vérifiée

Tableau V.22. Vérification des flèches.

➤ **Schéma de ferrailage**

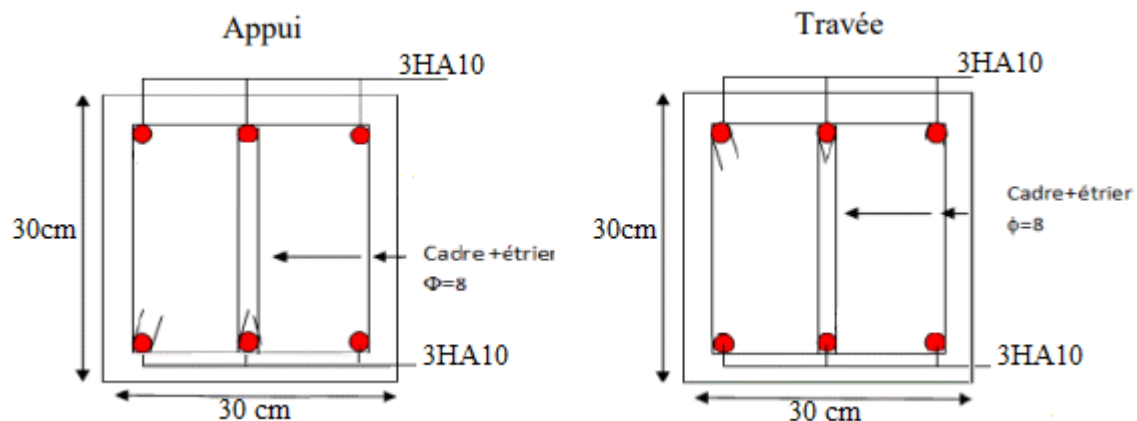


Figure V.10. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

V.4. Etude des voiles

V.4.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales dues au séisme, son ferrailage s'effectuera selon le BAEL91 et les vérifications selon les règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003, sollicité à la flexion composée avec l'effort tranchant.

Un voile travaille comme une console encastrée à la base. On distingue deux types de voiles qui ont un comportement différent

$$\begin{cases} \text{Voiles élancés : } \frac{h}{l} > 1,5 \\ \text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1,5 \end{cases}$$

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

V.4.2. Recommandation du RPA99/2003

- **Armatures verticales**

Les armatures verticales sont disposées en deux nappes, parallèles aux faces de voiles, elles sont destinées à reprendre les efforts de flexion, et doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue tel que : $A_{min} = 0,20\% (L_t \times e)$
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets sur la partie supérieure.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $s_t < e$
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de sa largeur.

e : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la zone tendue.

- **Armatures horizontales**

Les Armatures horizontales doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales, elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces de refends. Leur rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression, Leurs nombre doit être égal (au minimum) à 4 barres/m².

- **Règles communes (RPA99/2003 Art.7.7.4.3)**

- **Le pourcentage minimum d'armatures :**

- $A_{min} = 0,15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.
- $A_{min} = 0,10\%$ de la section du voile, dans la zone courante.
- $\phi_l = \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $St = \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$

- Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par 1m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

- Le long des joints de reprise de coulage. L'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.3. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel ETABS V16, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol	994,0022	102,98	146,92	453,81	233,435	164,545	200,6793

Tableau V.23. Sollicitations dans le voile X5

➤ **Ferraillage :**

- Le calcul de ferraillage se fera sous N_{min} et M_{cor} , à la flexion composée pour section ($e \times l$).

La section trouvée sera comparée avec la section minimale (A_{min}) du RPA99 et le ferraillage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

Données :

$$N_{min} = -233,435KN ; M_{max} = 164,545 KN.m$$

$$l = 1,1 m ; e = 0,15 m ; d = 1,05m ; d' = 0,05m$$

$e_G = \frac{M}{N} = \frac{164,545}{233,435} = 0,705m > \frac{l}{2} = \frac{1,1}{2} = 0,55 \Rightarrow$ N Effort de compression et c le centre de pression est à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferraillage se fera par assimilation à la flexion simple

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 164,545 - 233,435 \times \left(1,05 - \frac{1,1}{2}\right) = 47,827 KN.m$$

$$\rightarrow M_{UA} = 0,0478MN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,0478}{0,15 \times 1,05^2 \times 18,48} = 0,0156 \rightarrow \mu_{bu} = 0,0156 < \mu_l = 0,38$$

$$\rightarrow f_{st} = \frac{400}{1} = 400MPA$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0156}) = 0,0197$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,05(1 - 0,4 \times 0,0197) = 1,0417 m$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{0,0478}{1,0417 \times 400} = 1,147 cm^2$$

$$\rightarrow A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1,147 \times 10^{-4} - \frac{-233,4351 \times 10^{-3}}{400} = 6,98 cm^2$$

Soit : $A_s = 6,98 cm^2$

- Détermination des longueurs (Tendue et comprimée)**

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} l_t : \text{Longueur de la zone tendue.} \\ l_c : \text{Longueur de la zone comprimée.} \end{cases}$$

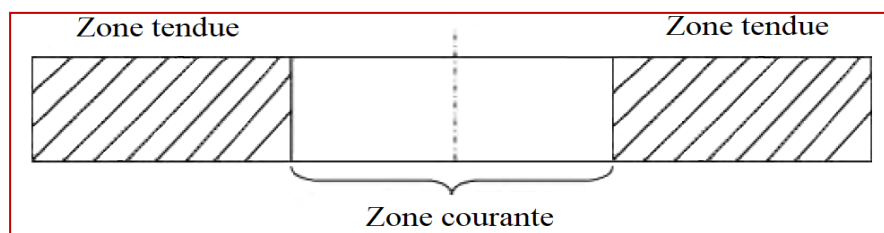


Figure V.11. Zone courante et tendue dans les voiles

On a : $\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$

Soit : $\begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC. \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET. \\ \sigma_{max} > 0 ; \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$

Dans notre cas : $\begin{cases} \sigma_1 = \frac{-233,4351 \times 10^{-3}}{1,1 \times 0,15} + \frac{164,5452 \times 10^{-3}}{0,0166} \times 0,55 = 4,037 \text{MPa} \\ \sigma_2 = \frac{233,4351 \times 10^{-3}}{1,1 \times 0,15} - \frac{164,5452 \times 10^{-3}}{0,0166} \times 0,55 = -6,866 \text{MPa} \end{cases}$

Ce qui donne : $\begin{cases} l_t = 0,407 \text{ m} \\ l_c = 0,286 \text{ m} \end{cases}$

- **Armature minimales en zone tendue et zone comprimée :**

On a : $\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0,2\%(e \times l_t) = 0,2\%(0,15 \times 0,407) = 1,221 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0,10\%(e \times l_c) = 0,1\%(0,15 \times 0,286) = 0,429 \text{ cm}^2 \end{cases}$

- **Armatures minimales dans tout le voile (RPA99/V2003)**

$A_{min} = 0,15\%(e \times l) = 0,15\%(0,15 \times 1,1) = 2,475 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement des barres verticales**

$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 0,225\text{cm} \rightarrow S_t = 20\text{cm}$

- **Armatures horizontales**

Le calcul de la section d'armatures horizontales est calculé selon la formule suivante :

$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$

Avec : $\tau_u = \frac{1,4V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 200,6793 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,05} = 1,89 \text{ MPa}$

❖ **Espacement des barres horizontales**

$S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 22,5\text{cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Ce qui donne :

$A_h = \frac{1,89 \times 0,2 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,77 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants résument les résultats de ferrailage des armatures des différents voiles.

Niveau	Sous-Sol	RDC+ Etage 1 et 2	Etage 3 et 4 +5	Etage 6 et 7+8	Etage 9+10
Section	1,1x0,2	1,1x0,15	1,1x0,15	1,1x0,15	1,1x0,15
N(KN)	-46,5196	-233,4351	71,5099	6,8665	-44,5725
M(KN.m)	117,9192	164,5452	34,3063	32,3414	12,9467
V(KN)	72,1537	200,6793	96,3838	90,7485	72,1806
τ (MPa)	0,51	1,89	0,91	0,85	0,68
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5

$A_{cal}(cm^2)$	2,32	6,98	0	0	0
$A_{min}(cm^2)$	3,3	2,48	2,48	2,48	2,48
L_t	0,41	0,41	0,34	0,53	0,2
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	1,94	1,22	1,02	1,59	0,61
$N^{barre}/face$	4HA12	4HA12	4HA8	4HA8	4HA8
$A_{z.tendu}$	4,52	4,52	2,01	2,01	2,01
$St(cm)$	18	18	18	18	18
L_c	0,28	0,28	0,42	0,04	0,7
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	0,26	0,43	0,63	0,06	1,04
$A_{z.compr}$	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8
$N^{barre}/face$	3,14	3,14	2,01	2,01	2,01
$A_h^{cal}(cm^2)$	0,64	1,77	0,85	0,8	0,64
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1,57	1,57	1,57	1,57	1,57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$St(cm)$	20	20	20	20	20

Tableau V.24. Ferraillage du voile Vx1, Vx2, Vx3, Vx4, Vx5, Vx6 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-Sol	RDC + Étage 1 et 2	Etage 3 et 4 Et 5	Etage 6 et 7 Et 8	Etage 9 et 10
Section	2,1 × 0,2	2,1 × 0,15	2,1 × 0,15	2,1 × 0,15	2,1 × 0,15
$N(KN)$	32,5395	80,8616	130,246	40,086	-10,7308
$M(KN.m)$	32,2965	106,6996	51,5276	159,4956	130,4775
$V(KN)$	717,1763	400,4521	219,4578	178,0438	79,2839
$\tau(MPa)$	2,65	1,98	1,08	0,88	0,39
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	0	0,28	0	1,45	1,73
$A_{min}(cm^2)$	6,3	4,725	4,725	4,725	4,725
L_t	0,68	0,77	0,12	0,96	1,02
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	2,72	2,31	0,36	2,87	3,06
$N^{barre}/face$	8HA12	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
$A_{z.tendu}$	9,05	6,28	6,28	6,28	6,28
$St(cm)$	20	20	20	20	20
L_c	0,74	0,56	1,86	0,18	0,06
$A_{min}^{comp}(cm^2)$	1,48	0,84	2,79	0,28	0,09
$A_{z.compr}$	3,93	2,51	2,51	2,51	2,51
$N^{barre}/face$	5HA10	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$A_h^{cal}(cm^2)$	3,32	1,85	1,02	0,82	0,37
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	4,02	2,26	1,57	1,57	1,57
N^{barre}	2HA16	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
$St(cm)$	20	20	20	20	20

Tableau V.25. Ferraillage du voile Vy1, Vy3 dans tous les niveaux

Niveau	S.S	RDC+Etage 1 et 2	Etage 3 et 4 Et 5	Etage 6 et 7 Et 8	Etage 9 et 10
Section	1,95 × 0,2	1,95 × 0,15	1,95 × 0,15	1,95 × 0,15	1,95 × 0,15
N(KN)	119,5446	-186,7986	96,7569	-77,9363	-119,2149
M(KN.m)	73,0899	1087,6134	148,7284	95,4952	82,3083
V(KN)	518,0226	331,9856	185,9116	165,4248	99,9498
τ (MPa)	2,07	1,77	0,99	0,88	0,53
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	0	17,31	0,75	2,26	2,61
A_{min} (cm ²)	5,85	4,39	4,39	4,39	4,39
L_t	0,46	0,92	0,77	0,72	0,52
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,83	2,76	2,31	2,15	1,55
$N^{barre}/face$	8HA14	8HA14	8HA10	8HA10	8HA10
$A_{z.tendu}$	9,05	6,28	6,28	6,28	6,28
St (cm)	20	20	20	20	20
L_c	1,04	0,11	0,41	0,52	0,92
A_{min}^{comp} (cm ²)	2,07	0,16	0,62	0,78	1,38
$A_{z.compr}$	5,65	5,65	2,51	2,51	2,51
$N^{barre}/face$	5HA12	5HA12	5HA8	5HA8	5HA8
A_h^{cal} (cm ²)	2,58	1,66	0,93	0,82	0,5
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	4,02	2,26	1,57	1,57	1,57
N^{barre}	4HA16	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.26. Ferraillage du voile Vy2, Vy4 dans tous les niveaux

V.4.4. Schéma de ferraillage :

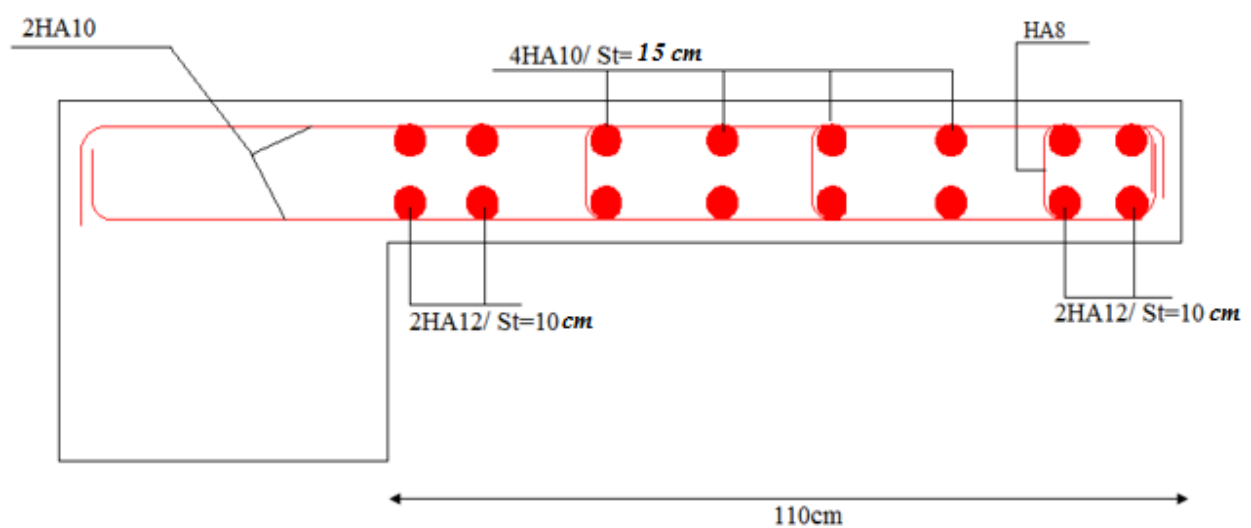


Figure V.12. Schéma de ferraillage du voile Vx3. (niveau RDC.)

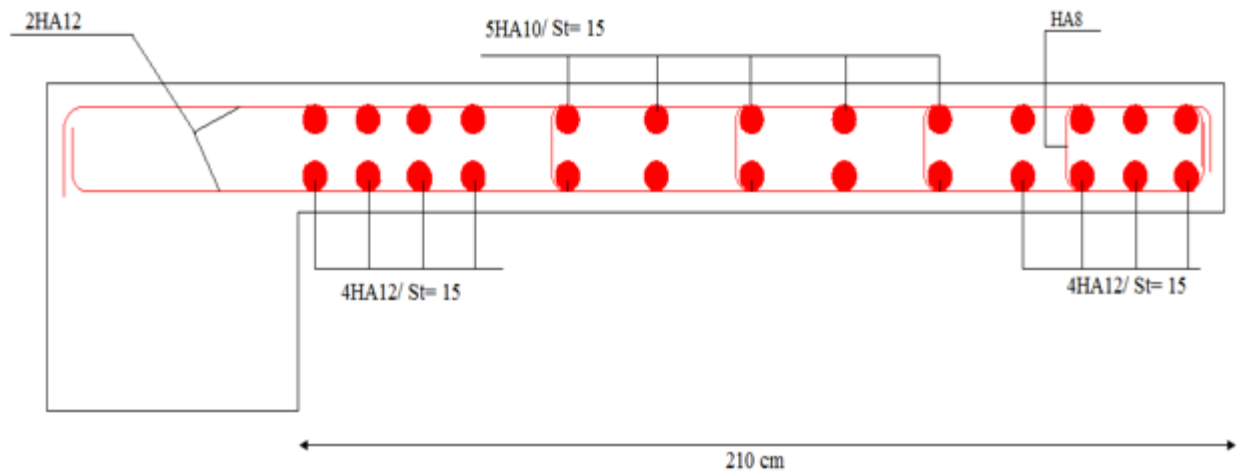


Figure V.13. Schéma de ferrailage du voile Vy1, Vy3. (Niveau RDC.).

Conclusion :

Tout le long de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux, et la détermination des ferrailages de ces derniers. Il a été tenu compte des ferrailages obtenu par le logiciel ETABS 2016.

Les différents ferrailages adoptés pour les éléments structuraux respectent les recommandations du RPA et BAEL.

Chapitre VI

Etude de

l'infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations sont des éléments ayant pour objet de transmettre les efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

Les fondations peuvent être classées selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations, ce qui donne :

- Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier général).
- Fondations profondes : sont destinées pour les sols ayant une faible capacité portante (Pieux, puits).

VI.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, se fait sous les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad \text{RPA99 version 2003, Article 10.1.4.1.}$$

$$\begin{cases} G + Q \\ 1,35G + 1,5Q \end{cases} \quad \text{DTR BC2.33.}$$

VI.3. Caractéristiques du sol d'assise

Afin de mettre en sécurité une fondation, il faut avoir une bonne connaissance des caractéristiques des lieux d'implantation de la construction . Ainsi il est indispensable d'avoir des renseignements précis sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. D'après les résultats des essais et les caractéristiques donnés par le rapport du sol, on a tiré les résultats suivants :

$$D = 2,8 \text{ m} ; Q_{adm} = 1,6 \text{ bar} ; \varphi = 6^\circ ; \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 ; C = 0,46$$

VI.4 Choix du type de fondation

On doit faire des vérifications pour savoir quel type de fondation convient à notre structure.

VI.4.1. Vérification de la semelle isolée

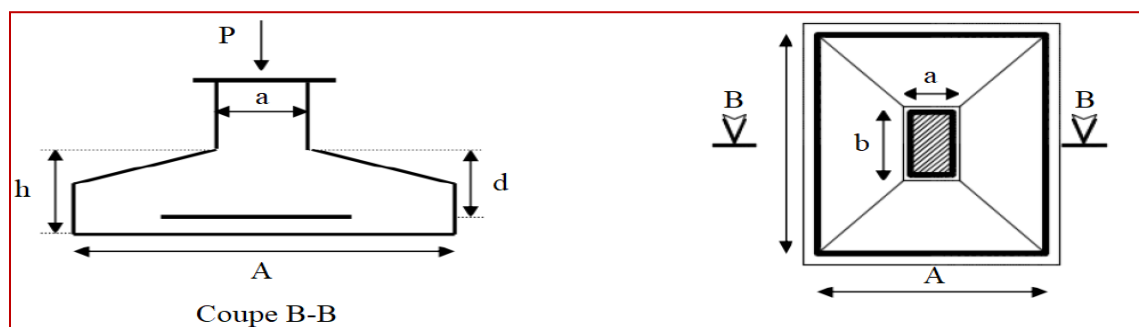


Figure VI.1. Semelle isolée

Tel que : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (A)$

Avec :

N : l'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel **ETABS V16**.

S : Surface d'appui de la semelle ($S = A \times B$)

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

On adoptera une semelle homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \quad \text{avec } (a, b = \text{dimensions d'avant poteau}).$$

On remplace (A) dans (B) $\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}}$

$$\rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\bar{\sigma}_{sol} \times a}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1840,3007 \times 0,6}{160 \times 0,6}} \rightarrow B \geq 3,39 \text{ cm}$$

En tenant compte des distances entre axes des poteaux (dans notre cas $L_{\min} = 2,53 \text{ m}$) on remarque que l'utilisation des semelles isolées est impossible à cause des chevauchements des semelles. Donc on passe à la vérification des semelles filantes.

VI.4.2 Vérification de la semelle filante

Pour cette vérification, on doit vérifier la semelle filante qui nous semble être la plus sollicitée. Pour notre cas on vérifie la semelle intermédiaire.

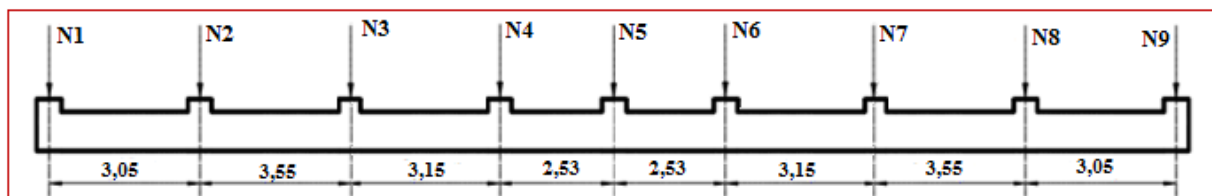


Figure VI.2. Semelle filante

On a : $B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$

Avec : $N = \sum_{i=1}^{i=9} = 12405,503 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ Bars}$

Donc : $B \geq \frac{12405,503}{25,76 \times 160} = 2,94 \text{ m}$

En tenant compte des distances entre les axes des poteaux (dans notre cas $L_{\min} = 2,53 \text{ m}$), on remarque que l'utilisation des semelles filante est impossible à cause des chevauchements des semelles. Donc on passe à la vérification du radier.

VI.4.3. Radier général

Les deux premières vérifications ne sont pas faites ! ce qui signifie que les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entre- axes des poteaux. Donc on opte pour un radier général comme type de fondation pour notre ouvrage.

Il est choisi par rapport à ces trois caractéristiques suivantes :

- Les poteaux rapprochés (comme notre cas).
- Un mauvais sol.
- Charge importante transmise au sol.

➤ **Pré dimensionnement :**

On doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ **Condition de coffrage :**

On a : h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 6,08$ m).

$$\left\{ \begin{array}{l} h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{6,08}{20} = 30,4 \text{ cm} \\ h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{6,08}{10} = 60,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ **Condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que : $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} ; L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier.

E : Module de Young ($E = 3,21 \times 10^7$ KN/m²).

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : Coefficient de raideur du sol : $K = 4 \times 10^4$ KN/m³ (Sol moyen).

b : largeur de la semelle.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \geq 94,26 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 100$ cm

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{3,21 \times 10^7 \cdot 1^3}{4 \times 10^4 \times 3}} = 4,046 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6,08 \leq \frac{\pi}{2} L_e = 6,35 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

La largeur de la nervure

$$0,3 h_t < b < 0,7 h_t$$

Soit : $b = 60$ cm

✓ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{Sol}} \rightarrow S_{rad} = \frac{42524,7735}{160} = 265,78 \text{ m}^2$$

On prend : $S_{rad} = S_{batiment} = 275,65 \text{ m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 100 \text{ cm} \\ \text{la largeur de la nervure : } b = 60 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \text{ cm} \\ \text{La surface du radier } S_{rad} = 275,652 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

4.3.2.2. Vérification de la contrainte dans le sol

Cette vérification nécessite une satisfaction de la condition suivante dans les deux sens :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \\ \sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}(x,y) \end{cases}$$

D'après le logiciel "SOCOTEC" on a tiré les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 2914,2 m^4 ; I_y = 14812 m^4 ; X_G = 12,58 m ; Y_G = 5,58 m$$

L'effort normal N et le moment M sont tirés à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

$$N' = P_{radier} + P_{nervure} + N$$

$$P_{radier} = 25 \times 0,4 \times 275,652 = 2756,52 \text{KN}$$

$$P_{nervure} = 25 \times 0,6 \times (1-0,4) \times 168,72 = 1518,48 \text{KN}$$

$$N' = 42524,7735 + 1518,48 + 2756,52 = 46799,77 \text{KN}$$

✓ Sens x-x

Données :

$$N' = 46,79977 \text{ MN} ; M_x = 27,71 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{46,79977}{275,652} + \frac{27,71 \times 5,58}{2914,2} = 0,222 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{42,524}{275,652} - \frac{27,71 \times 5,58}{2914,2} = 0,116 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,204 + 0,098}{4} = 0,1955 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{Sol} = 0,16 \text{ MPa} \dots \text{Pas Vérifiée}$$

Sens y-y

Données :

$$N' = 46,79977 \text{ MN} ; M_y = 18,15 \text{ MN.m} ; I_y = 14812 m^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{46,79977}{275,652} + \frac{18,15 \times 12,58}{14812} = 0,185 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{46,79977}{275,652} - \frac{18,15 \times 12,58}{14812} = 0,154 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{min} = \frac{3 \times 0,166 + 0,136}{4} = 0,177 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{Sol} = 0,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Pas Vérifiée}$$

On constate que la contrainte moyenne, selon les deux sens, est supérieure à la contrainte du Sol admissible. Il faudrait donc augmenter la section du radier. Dans ce cas un débord est nécessaire. Le débord « D », doit vérifier la condition suivante.

$$D \geq \max\left(\frac{hr}{2}; 30\text{cm}\right)$$

$$D \geq \max\left(\frac{40}{2}; 30\text{cm}\right), \text{ on opte pour } D = 70 \text{ cm}$$

La nouvelle surface du radier à prendre en compte, est donc $S_{radier} = S_{bat} + S_D = 333,6 m^2$

Les nouvelles caractéristiques géométriques du radier sont donc comme suit :

$$\begin{cases} I_x = 4385,5 m^4 | X_G = 13,28 m \\ I_y = 19610,7 m^4 | Y_G = 6,28 \end{cases}$$

✓ Sens x-x

Données :

$$N = 47,3792535 \text{ MN} ; M_x = 27,71 \text{ MN.m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 0,179 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = 0,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

On trouve : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,179 + 0,1}{4} = 0,159 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0,16 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y

Données :

$N = 47,3792535 \text{ MN}; \quad M_y = 18,15 \text{ MN.m}$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = 0,152 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = 0,127 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\sigma_{min} = \frac{3 \times 0,152 + 0,127}{4} = 0,145 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{Sol} = 0,16 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (1)$$

Nous considérons que la largeur du radier est $b = 1 \text{ m}$.

$$V_d = \frac{N_u \times L_{max}}{2S} \rightarrow V_d = \frac{58423,0261 \times 6,08}{2 \times 333,6} = 532,39 \text{ KN}$$

De (1) $\rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}} = \frac{532,39 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,21 \text{ m}$

Donc on prend : $d = 35 \text{ cm}$

$\tau_u = 1,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ **Vérification au poinçonnement**

La vérification à la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant est nécessaire, elle s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{BAEL99 (article A.5.2, 41)}$$

N_d : effort normal de calcul à l'ELU.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau de feillet moyen.

❖ **Sous le poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau $(60 \times 60) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,6 + 1 = 1,6 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,6 + 1 = 1,6 \text{ m} \end{cases} \rightarrow U_c = 6,4 \text{ m}$$

Donc : $N_d = 2,53365 \text{ MN} \leq 0,045 \times 6,4 \times 1 \times \frac{25}{1,5} = 4,8 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Pas de risque de poinçonnement

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique**

On doit vérifier la condition suivante : $N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

f_s : 1,15 (coefficient de sécurité).

γ_w : 10 KN/m^3 (Poids volumique de l'eau).

S_{rad} : $333,6 \text{ m}^2$ (Surface du radier).

H : 2,8 m (la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 46799,77 \text{ KN} \geq 1,15 \times 2,8 \times 333,6 \times 10 = 10741,92 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

➤ **Vérification à la stabilité au renversement**

Selon le **RPA (ART 10.1.5)** on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

– **Sens X – X** : $e = \frac{27,71}{47,3792535} = 0,59 < \frac{25,16}{4} = 6,29\text{m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

– **Sens Y – Y** : $e = \frac{18,52}{47,3792535} = 0,39 < \frac{11,16}{4} = 2,79 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

VI.4.4. Ferrailage du radier général

Le radier est une fondation superficielle qui travaille comme un plancher renversé, et qui se calcul à la flexion simple. On ferraille le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

✓ **Calcul des sollicitations**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

Avec : N_u : l'effort normal ultime donné par la structure.

On a: $N_u = N_{ucal} + N_{rad}$

$N_{rad} = 1,35G = 1,35(0,4 \times 333,6 \times 25) = 4503,6 \text{ KN}$

Donc : $N_u = 58423,026 + 4503,6 = 62926,626 \text{ KN}$

$$Q_u = \frac{62926,626}{333,6} = 188,62 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité :

$\{ L_x = 5,06 - 0,6 = 4,46 \text{ m}$

$\{ L_y = 6,08 - 0,6 = 5,48 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,81 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans deux sens.}$

$\{ \mu_x = 0,055$

$\{ \mu_y = 0,6135$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,055 \times 188,62 \times 4,46^2 \\ M_{0y} = 0,6135 \times 206,36 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 206,36 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 126,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments corrigés -**

$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 175,40 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 107,61 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -103,18 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,4) \text{ m}^2$

• **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur $\geq 12\text{cm}$ et $\rho > 0,4$.

$$\begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \quad \text{avec : } \rho_0 = 0,0008$$

Localisation		M(KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	N ^{bre} de barres	St (cm)
Travée	X-X	175,40	15,22	3,49	18,15	6HA20	15
	Y-Y	107,61	9,13	3,2	10,78	7HA14	15
Appui		-10,31	6,23	3,49	10,78	7HA14	15

Tableau VI.1. Section d'armature du radier

✓ Vérification à l'ELS

Avec : N_s : l'effort normal service donné par la structure.

$$N_s = 47379,2535 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{47379,2535}{333,6} = 142,02 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0617 \\ \mu_y = 0,7246 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 174,30 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 126,297 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 148,15 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 107,35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -87,15 \text{ KN.m}$$

- Vérifications des contraintes

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	148,15	11,34	201013	8,35 < 15	Vérifiée	261,56	Pas vérifiée
	y-y	107,35	9,14	133587	7,34 < 15	Vérifiée	311,50	Pas vérifiée
Appui		-87,15	9,14	133587	5,96 < 15	Vérifiée	252,94	Pas vérifiée

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M(KN.m)	β (10 ⁻²)	α	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	N ^{bre} de barres	St (cm)
Travée	x-x	148,15	0,59	0,35	23,76	25,13	8HA20	12
	y-y	107,35	0,43	0,31	16,96	18,85	6HA20	17
Appui		-87,15	0,35	0,28	13,62	18,85	6HA20	17

Tableau VI.3. Section d'armature du radier à l'ELS

- Vérification des espacements

$$St \leq \begin{cases} \min(2,5h_r ; 25 \text{ cm}) \\ 25 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Schéma de ferrailage

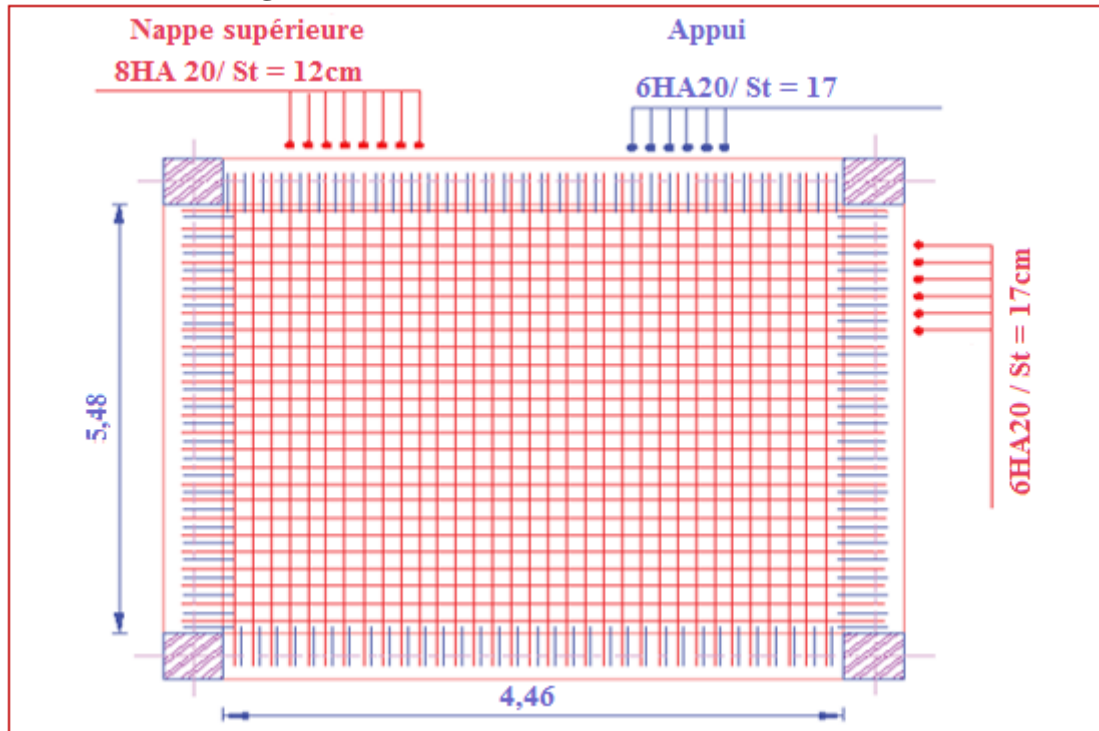


Figure VI.3. Schéma de ferrailage du radier.

VI.4.5. Ferrailage du débord

Le débord se calcule comme une dalle pleine, dans notre cas la dalle repose sur trois appuis. Avec $(\rho = \frac{70}{281} = 0,25 < 0,4)$, donc il est assimilé à une console de 1m de longueur soumise à la flexion.

• Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = 188,62 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = 137,47 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{2} = 46,21 \text{ KN.m}$$

$$M_s = q_s \times \frac{l^2}{2} = 33,68 \text{ KN.m}$$

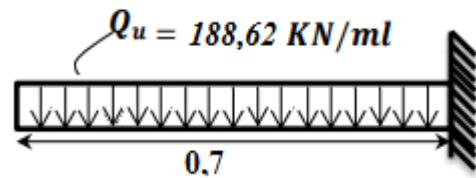


Figure VI.4. Schéma statique du débord.

Les résultats du ferrailage du débord sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M _U (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r (cm ² /m)	A _{r adop} (cm ² /m)
Nappe Inferieure	46,21	3,86	4,85	6HA16=12.06	3,02	5HA12 =5,65

Tableau VI.4. Tableau du ferrailage du débord.

• Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$Vu = q \times l = 132,034 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0,538 \leq \bar{\tau} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification des contraintes à l'ELS du débord :

Localisation	M _s (KN.m)	A _{adop} (cm ² /ml)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} < σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Nappe inférieure	33,68	12,06	4,37 < 15	Vér	92,80 < 201.63	Vér

Tableau VI.5. Vérification des contraintes à l'ELS.

• Schéma de ferrailage

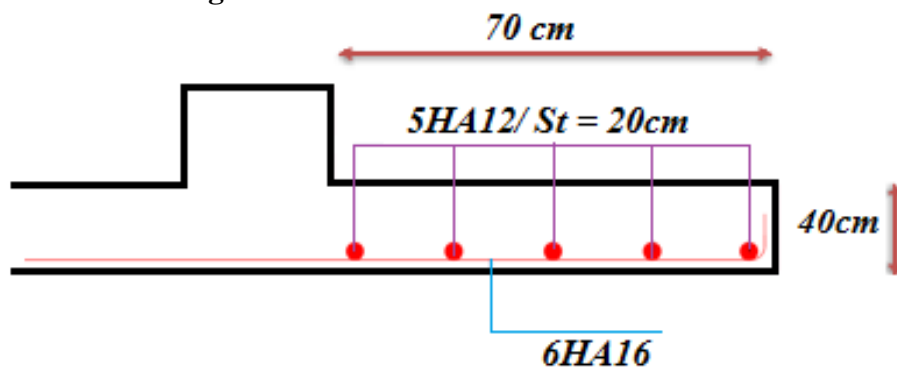


Figure VI.5. Schéma de ferrailage du débord

VI.5. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier, La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures.

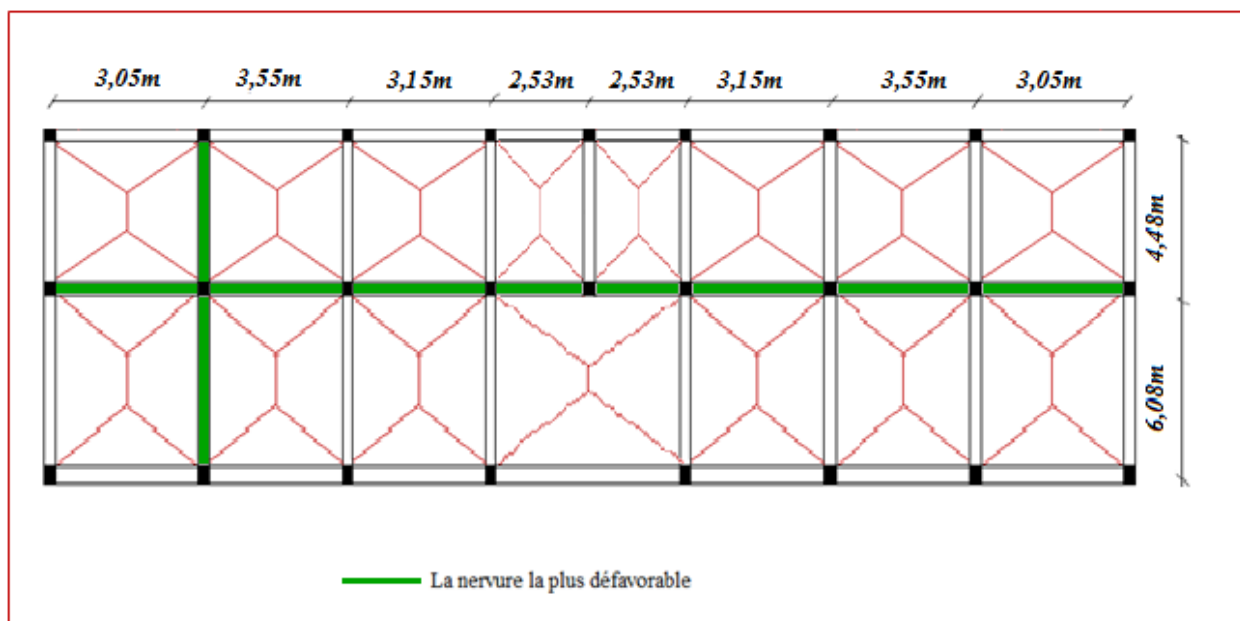


Figure VI.6. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier

Afin de simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties :

- q_m : Charges uniforme qui produisent le même moment maximum que la charge réelle.
- P : Charge répartie sur la surface du radier.
- q_v : Charges uniforme qui produisent le même effort tranchant maximal que la charge réelle

❖ Charge trapézoïdale

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times l_{xd} \right] \quad \text{avec : } \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} \text{ et } \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times l_{xd} \right]$$

❖ Charge triangulaire

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} \quad : \text{ Dans le cas de plusieurs charges traingulaires sur la meme travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \quad : \text{ Dans le cas d'une seule charge trangulaire par travée.}$$

✓ Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens de calcul, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Sens X-X :

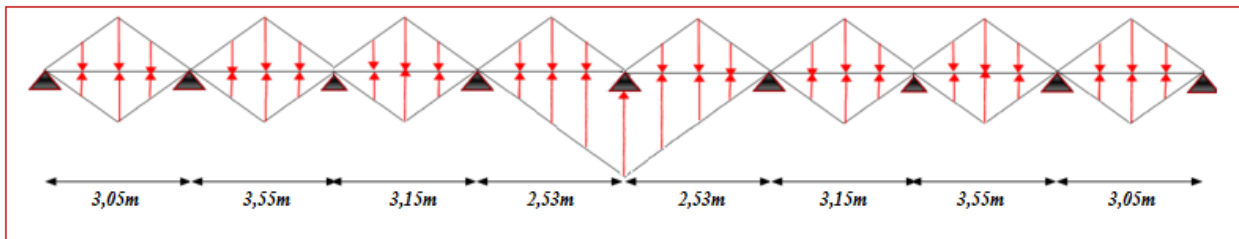


Figure VI.7. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier dans le sens (x-x)

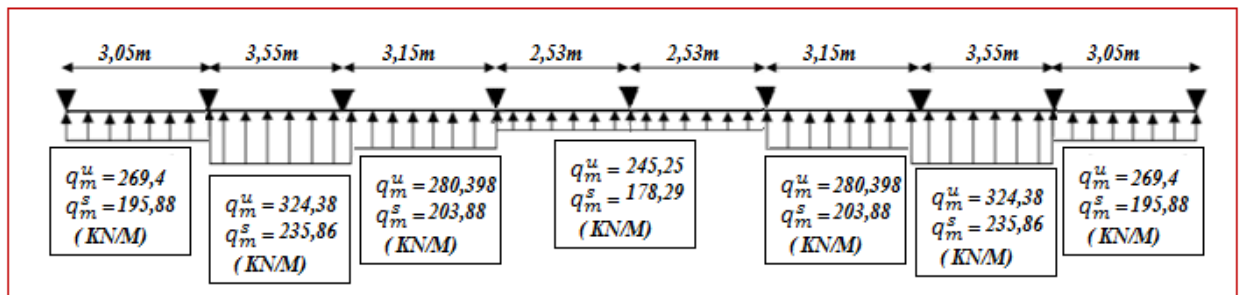


Figure VI.8. Schéma statique de la nervure selon x-x

• Schéma statique équivalent

Sens Y-Y :

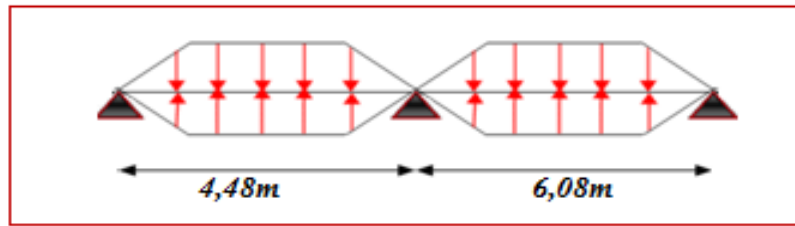


Figure VI.9. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier selon le sens (y-y)

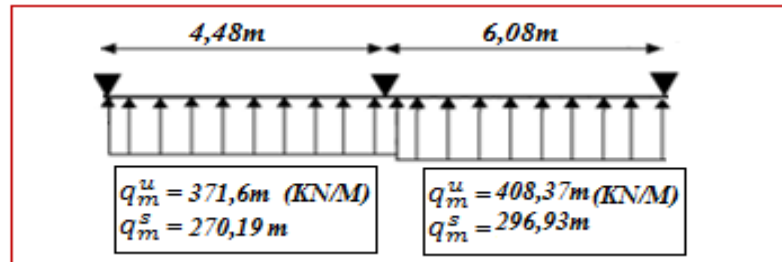


Figure VI.10. Schéma statique de la nervure selon y-y

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
X-X	AB	3,05	269,4	0	301,087	1,159	180,805	586,904
	BC	3,55	324,38	301,087	261,579	1,809	229,858	
	CD	3,15	280,398	261,579	168,825	1,68	134,125	
	DE	2,53	245,25	168,825	118,198	1,347	53,532	
	EF	2,53	245,25	118,198	168,825	1,183	53,532	
	FG	3,15	280,398	168,825	261,579	1,47	134,125	
	GH	3,55	324,38	261,579	301,087	1,741	229,858	
	HI	3,05	269,4	301,087	0	1,891	180,805	

Tableau VI.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELU (X-X)

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
X-X	AB	3,05	195,88	0	218,922	1,159	131,462
	BC	3,55	235,86	218,922	190,197	1,809	167,132
	CD	3,15	203,88	190,197	122,747	1,68	97,527

	DE	2,53	178,29	122,747	85,927	1,347	38,909
	EF	2,53	178,29	85,927	122,747	1,183	38,909
	FG	3,15	203,88	122,747	190,197	1,47	97,527
	GH	3,55	235,86	190,197	218,922	1,741	167,132
	HI	3,05	195,88	218,922	0	1,891	131,462

Tableau VI.7. Sollicitation dans les nervures à l'ELS(X-X)

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_u (KN)
Y-Y	1-2	4,48	371,6	0	-1394,787	1,402	365,3	1470,851
	2-3	6,08	408,37	-1394,787	0	3,602	1254,038	

Tableau VI.8. Sollicitation dans les nervures à l'ELU (Y-Y)

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
Y-Y	1-2	4,48	270,19	0	-1014,159	1,402	265,606
	2-3	6,08	296,93	-1014,159	0	3,602	911,826

Tableau VI.9. Sollicitation dans les nervures à l'ELS (Y-Y)

VI.5.1. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

Détermination de la largeur b :

Sens x-x

On a : $h = 1 m$; $h_0 = 0,40 m$

$b_0 = 0,60 m$; $d = 0,95 m$

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots (CBA. Art 4.1.3)$$

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min(1,775; 0,448) = 0,448 m \rightarrow b = 1,496 m$$

Donc on opte pour $b=1,45m$

Sens y-y

$$\frac{b - 0,60}{2} \leq \min(3,04; 0,253) = 0,253 m \rightarrow b = 1,106 m$$

Donc on opte pour $b=1,1m$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Localisation		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	Choix des barres
X-X	Travée	229,858	7,016	16,63	17,75	5HA16+5HA14
	Appui	-301,087	9,21	16,63	17,75	5HA16+5HA14
Y-Y	Travée	1254,038	39,81	12,04	40,25	5HA25+5HA20
	Appui	-1394,787	44,54	12,04	49,09	10HA25

Tableau VI.10. Ferrailages des nervures

- Les vérifications nécessaires

➤ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

On a : $\bar{\tau} < \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 MPa$

Selon le sens(x) : $\tau_u = \frac{1,47085}{1,1 \times 0,95} = 1,4 MPa < 2,5 \dots \dots \dots$ Vérifiée

Selon le sens(y) : $\tau_u = \frac{0,586904}{1,45 \times 0,95} = 0,56 MPa < 2,5 \dots \dots \dots$ Vérifiée

➤ Vérification des contraintes

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	167,132	16,93	1857314,12	1,52	Vérifiée	105,37	Vérifiée
	Appui	218,922	16,93	1857314,12	1,99	Vérifiée	139,18	Vérifiée
Y-Y	Travée	911,826	27,26	3513192,83	7,07	Vérifiée	263,69	Pas vérifiée
	Appui	1014,159	29,59	4100412,17	7,31	Vérifiée	242,66	Pas vérifiée

Tableau VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS

➤ Vérification des contraintes

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

On a : $\begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = 201,63 MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \end{cases}$

Localisation		M_s (KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Nbre de barres
Y-Y	Travée	911,826	0,455	0,32	53,28	64,74	5HA32+5HA25
	Appui	-1014,159	0,506	0,33	59,48	64,74	5HA32+5HA25

Tableau VI.12. Vérifications des contraintes à l'ELS

➤ **Les armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \left[\frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_t^{max} \right] ; \phi_t \leq \min(28,57 ; 60 ; 25) \text{ mm} ; \text{ donc } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

$$A_{trans} = 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

On opte pour un espacement entre les armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Les armatures de peau :**

Vu la hauteur importante des nervures, il est indispensable de mettre des armatures de peau afin d'éliminer tous risques de fissuration du béton.

$$A_p = 0.2\% (b_0 \times h) = 0.002 (60 \times 100) = 12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA 16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

• **Schéma de ferrailage**

Sens x-x :

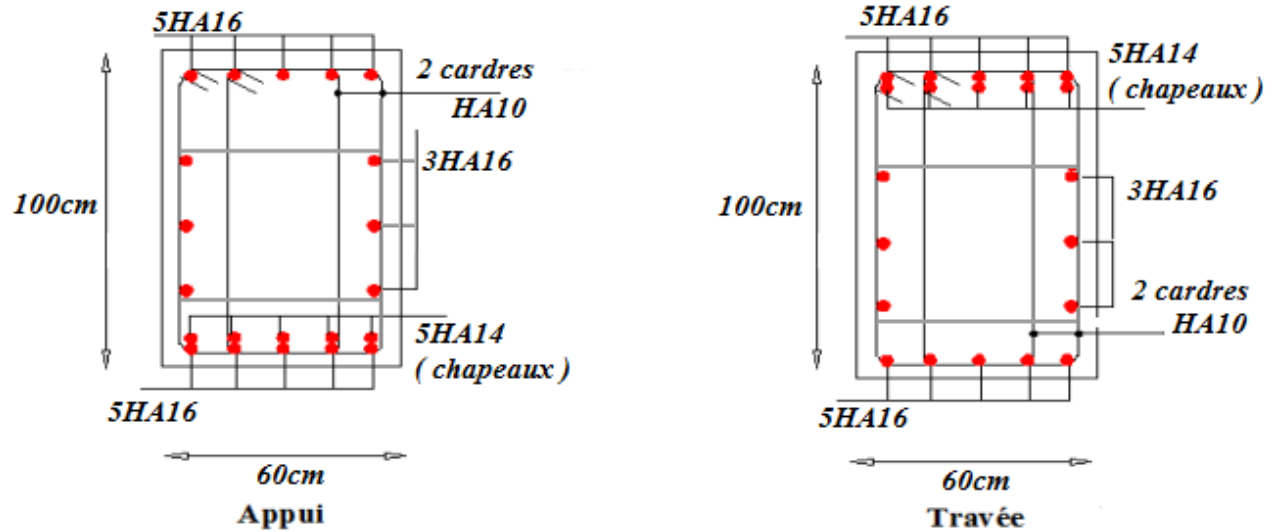


Figure VI.11. Schéma ferrailage de la nervure selon x-x

Sens y-y :

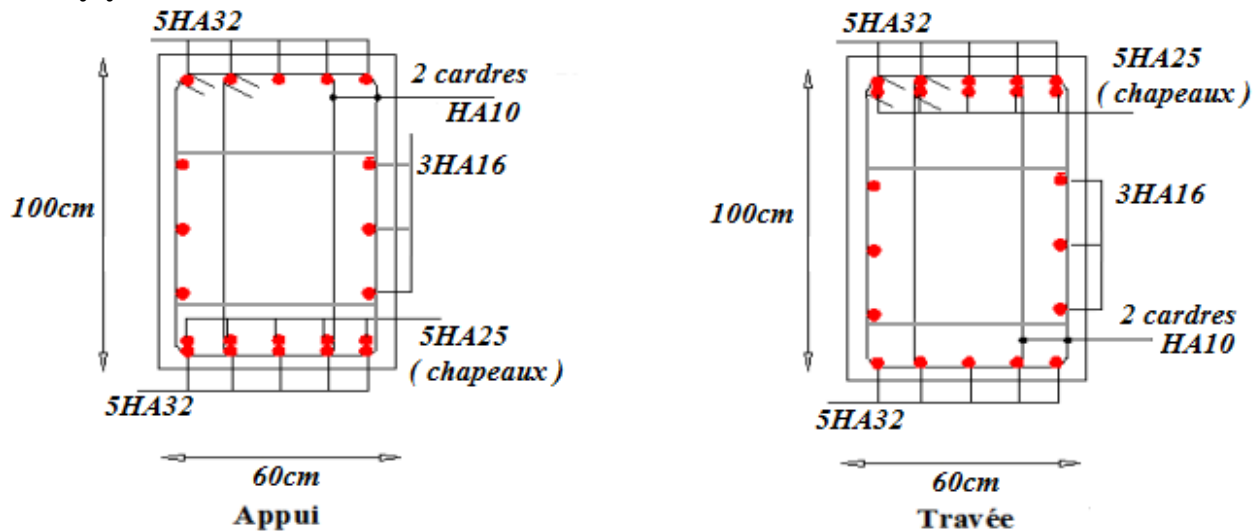


Figure VI.12. Schéma ferrailage de la nervure selon y-y

VI.6. Etude du voile périphérique

VI.6.1. Introduction

Selon le RPA 99/2003, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15cm.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.2. Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h = 2,23$ m.
- Epaisseur : $e = 15$ cm.

VI.6.3. Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma_h = 18$ KN/m³
- Angle de frottement : $\varphi = 6^\circ$
- Cohésion : $C = 0,46$ bars.

• **Evaluation des charges et surcharges**

➤ **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3,5 \times 18 \times \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{6}{2} \right) - 2 \times 0,46 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{6}{2} \right) = 50,24 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharge accidentelle :**

On a : $q = 10$ KN/m²

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow Q = 8,11 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.4 Ferrailage du voile

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.

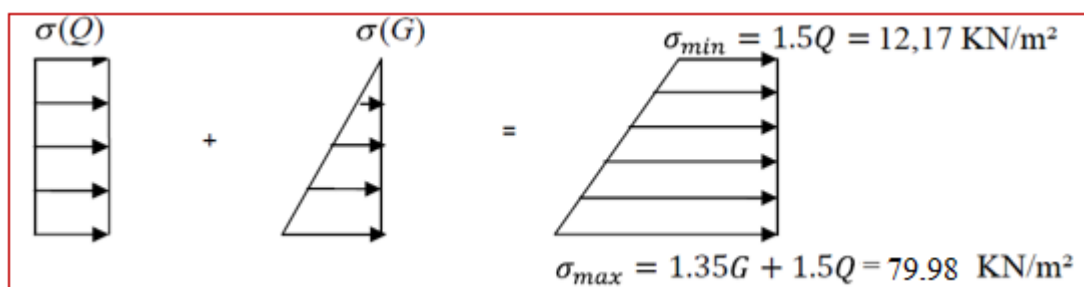


Figure VI.13. Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 63,03 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 63,03 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques :

$$\begin{cases} l_x = 2,65 \text{ m} \\ l_y = 5,48 \text{ m} \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Les moments isostatiques**

$$\rho = \frac{2,65}{5,48} = 0,48 > 0,4 \rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens.}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0994 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = 0,0994 \times 63,03 \times (2,65)^2 = 43,99 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,2500 \times 43,99 = 10,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_x = 0,85 \times M_{0x} = 37,39 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,85 \times M_{0y} = 9,34 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -21,995 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

$$\text{Avec : } A_{min} = 0,1\% \times b \times h$$

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	37,39	0,117	0,156	0,140	7,64	2,013	5HA14 = 7,7
	y-y	9,34	0,0293	0,0372	0,147	1,81	1,6	4HA10 = 3,14
Appui		-21,99	0,069	0,089	0,144	4,37	1,47	4HA12 = 4,52

Tableau VI.13. Ferrailage des voiles périphérique

➤ **Espacements**

$$\begin{aligned} \text{(Sens x : } S_t &\leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{(Sens y : } S_t &\leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

➤ **Vérifications nécessaires**

$$\rho = 0,48 > 0,4 \text{ avec } e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho)b \times e = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,544) 100 \times 15 = 2,016 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,2 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{63,03 \times 2,65}{2} \times \frac{(5,48)^4}{(2,65)^4 + (5,48)^4} = 79,18 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{63,03 \times 5,48}{2} \times \frac{(2,65)^4}{(2,65)^4 + (5,48)^4} = 8,95 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ Vérification à l'ELS

$$\rho = 0,48 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1026 \\ \mu_y = 0,3491 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 58,35 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{min} = Q = 8,11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3(43,42) + 8,11}{4} = 45,79 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1ml = 45,79 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = 0,1026 \times 45,79 \times (2,65)^2 = 32,99 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,3491 \times 32,99 = 11,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_x = 0,85 \times M_{0x} = 28,04 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,85 \times M_{0y} = 9,78 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} = -16,495 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Vérification des contraintes

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

On a : $\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation	σ _{st} (MPa)	Observation
Travée	x-x	28,04	4,84	15701,8	8,65	Vérifiée	272,08	Pas vérifiée
	y-y	9,78	3,17	7645,30	4,42	Vérifiée	224,39	Pas vérifiée
Appui		16,49	3,88	10330,8	6,19	Vérifiée	266,27	Pas vérifiée

Tableau VI.14. Vérifications des contraintes à l'ELS

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée.

Localisation		M(KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St (cm)
Travée	X-X	28,04	0,61	0,36	10,39	10,78	7HA14	15
	Y-Y	9,78	0,21	0,22	3,49	5,65	5HA12	20
Appui		16,49	0,363	0,29	5,96	7,7	5HA14	20

Tableau VI.15. Section d'armature du radier à l'ELS

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique

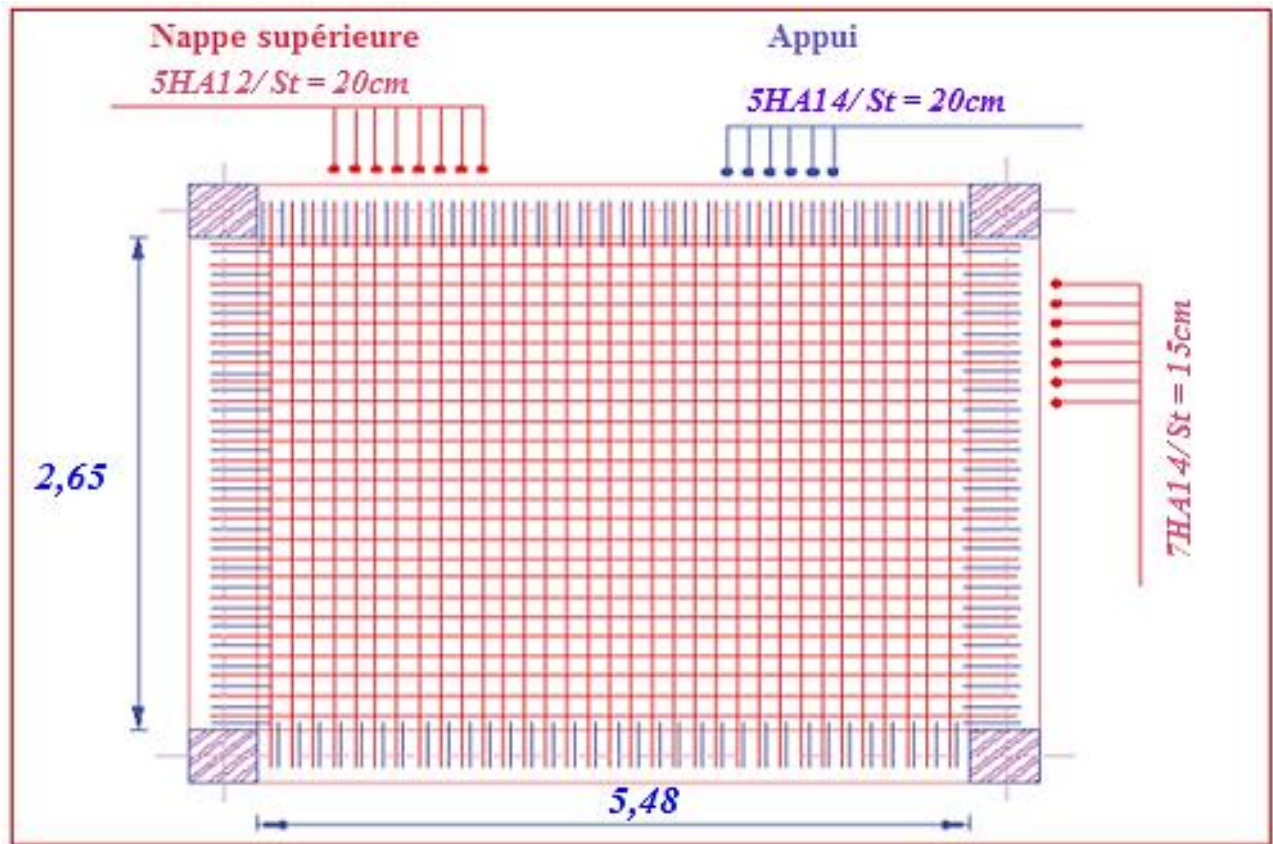


Figure VI.14. Schéma de ferrailage voile périphérique.

Conclusion

Le projet de fin d'étude est une étape essentielle dans le cycle de formation d'un ingénieur, il permet à ce dernier d'utiliser les connaissances acquises durant son cursus universitaire, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts, et les règlements régissant le domaine étudié. Le travail que nous avons réalisé consiste en l'étude d'une ossature de contreventement mixte (portiques + voiles).

Ceci nous a permis d'étudier à la fois les portiques et les voiles et de revoir des détails de calculs de la RDM et du béton. Nous jugeons que dissocier ou isoler une partie de l'ossature de son système de contreventement est la solution qui reflète le moins la réalité du comportement de celle-ci et qui devrait, dans la mesure du possible être évitée, pour ainsi tenir compte de l'interaction existante entre ces éléments. On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La durabilité
- L'économie
- La résistance

Nous espérons que ce modeste travail pourra offrir un plus aux promotions futures.

Bibliographie

- **D.T.R.- B.C. 2.48** : Règles parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- **D.T.R.- B.C. 2.41** : CBA93 : code du béton armé.
- **Règles BAEL 91 modifiées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites**
- **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitation. OPU ; 1989
- **J.P. MOUGIN** : BAEL 91 modifié 99 et DTU associés. Béton armé 2^{eme} Edition 2000.
- **Autres documents consultés :**
 - Mémoires de fin d'études
 - Cahier de cours de cursus.



Annexes

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	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	1.0000

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 $Lx < Ly$

$$\rho = 0,8$$

$\frac{u}{v} \backslash \frac{u}{Lx}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de M_1	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
Valeurs de M_2	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	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

Tableau des Armatures
(en cm²)

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

Rapport de sol

VII- STABILITE GENERALE DU TERRAIN D'ASSIETTE :

Dans l'ensemble, aucun signe majeur d'instabilité n'a été mis en évidence et qui pourrait nous conduire à proposer à surseoir à la construction projetée

Nos sondages et nos essais pénétrométriques n'ont pas atteint de niveau d'eau sur une profondeur de 10.0 m.

VIII- RECOMMANDATION:

Nous recommandons principalement :

- : Lors de la réalisation des fouilles, les eaux de ruissellement doivent être évacuées en tête de fouille.
- : Procéder immédiatement à la mise en œuvre du béton armé afin d'éviter les
- : dégradations du fond et des parois des fouilles.
- : La réalisation d'un dallage périphérique autour des bâtiments. d'une largeur suffisante, afin éviter un infiltration des eaux, ce qui conduirait, le cas contraire, à un changement de caractéristiques du sol de fondation.
- : Contacter notre laboratoire pour tout problème rencontré lors de la réception des fouilles.



Les Plans Architectural
