



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA - Bejaïa
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études
En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structure

Thème

*ETUDE D'UN BATIMENT R+10 A USAGE
D'HABITATION CONTREVENTE PAR UN SYSTEME
MIXTE (VOILES-PORTIQUES)*

Réalisé par :

M^r DJAROUM Abdelhakim

M^r KATI Walid

Encadré par :

M^{me} MEZIANI

Membres de jury:

M^r CHELOUAH

M^r OURABAH

Promotion 2013/2014

Remerciements

*En préambule à ce mémoire, nous adressons nos remerciements les plus sincères tout d'abord au « **Bon Dieu** » le plus puissant de nous avoir guidé vers le chemin du savoir et de nous avoir donné le courage, la patience et la santé qui nous ont été utiles tout au long de nos parcours, et aux êtres les plus chers au monde «**nos Parents** » pour tous les efforts et sacrifices qu'ils ont entrepris afin de nous voir réussir. Nous les remercions pour l'éducation qu'ils nous ont prodigué.*

*Toute notre estime et notre respectueuse gratitude vont à Madame **Meziani**.*

D'avoir acceptée d'être notre promotrice.

*Enfin, nous remercions également tous ceux et celles qui ont contribué d'une façon ou d'une autre à la réalisation de ce mémoire, surtout notre ami **Sofiane BENKHOUDJA** pour son aide, sympathie, convivialité et son amitié manifestée tout au long de la préparation de ce travail.*

Que Dieu vous bénisse

Dédicaces

Aux êtres les plus chers dans le monde,

À mes parents

Je leur dédie ce fruit de ma réussite et prie dieu le tout puissant de leur donner santé et longue vie

À mes frères : Kamel, Yacine

À mes sœurs : Salima, Nabila

À ma sœur : Samira, **son mari :** Achor **et leurs petits anges :** Yasmine et Yacine

À ma sœur : Faiza, **son mari :** Salim **et le petit** Islame

À ma sœur : Warda, **son mari :** Karim

À ma bien aimé : Nadira **et sa famille**

À mes grands parents

À toute la famille DJAROUM

À mon binôme : Walid **et sa famille**

À mes amies : Mazigh,, Ouali, Anis, Amir, Hafid, Yacine, Ziad

Ces êtres chers

Qui n'ont jamais douté de moi, encouragé tout au long de mes études et m'ont soutenus pendant cette pénible épreuve que représente ce mémoire

*Je leur dis tout simplement merci
Que dieu vous bénisse*

Hakim

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

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

A mon frère : Anis

A ma petite sœur : Imene

A mes amis intimes : Mazigh, Ouali, Amir, Adel, Farouk, Yacine , Hafid, Rabah

A chaque cousins et cousines

*A mon frère et mon binôme **Hakim** et sa respectueuse famille*

Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaîtront dans ma dédicace.

A tous ma promotion de Génie Civil 2013/2014

Walid

Sommaire

Introduction.	1
Chapitre I : Généralités.	
I.1 Description de l'ouvrage.	2
I.1.1 Description architecturale.	2
I.1.2 Description structurale.	2
I.2 Rapport de sol.	3
I.3 Définition des matériaux.	4
I.4 Règlement et norme utilisé.	4
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.	
II.1 Introduction.	5
II.2 Prédimensionnement des éléments principaux.	5
II.2.1 Les poutres.	5
II.2.2 Les poteaux.	6
II.2.3 Les voiles.	7
II.3 Prédimensionnement des éléments secondaires.	7
II.3.1 Les planchers.	7
II.3.2 Les escaliers.	12
II.4 Evaluation des charges et surcharges.	17
II.4.1 Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers.	17
II.4.2 Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs.	18
II.4.3 Evaluation des charges et des surcharges des escaliers.	19
II.5 Descente de charge.	22
II.5.1 Vérifications sur le poteau le plus sollicité (poteau 1).	29
II.6 Conclusion.	31
Chapitre III : Etude des éléments secondaires.	
III.1 Calcul des planchers.	32
III.1.1 Etudes des poutrelles.	32
III.2 Dalles pleines.	56
III.2.1 Dalles pleines sur 3 appuis.	56
III.2.2 Dalle sur deux appuis perpendiculaires.	65
III.3 Les escaliers.	72
III.4 Etude des poutres palières.	84
III.4.1 Poutre palière 1.	84
III.4.2 Poutre palière 2.	89
III.4.3 Poutre palière 3.	92
III.6 Etude des poutres de chainage.	95
III.6.1 Poutre 1.	95
III.7 Etude de l'ascenseur.	101
III.7.1 Introduction.	101
III.7.2 Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.	102
III.7.3 Etude du palier de l'ascenseur.	105
III.8 Etude de l'acrotère.	107
III.8.1 Hypothèses de calcul.	107
III.8.2 Evaluation des charges et surcharges.	107
III.8.3 Calcul des sollicitations.	108
III.8.4 Calcul d'excentricité.	109

III.8.5	Ferraillage de l'acrotère.	110
III.8.6	Schéma de ferraillage de l'acrotère.	114
	Chapitre IV : Etude au séisme.	
IV.1	Introduction	116
IV.2	Méthodes de calcul utilisées.	116
IV.2.1	Méthode statique équivalente.	116
IV.2.2	Méthode dynamique modale spectrale.	119
IV.3	Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes.	120
IV.4	Modélisation et résultats.	121
IV.4.1	Disposition des voiles de contreventement.	121
IV.4.2	Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.	122
IV.5	Conclusion.	128
	Chapitre V : Etude des éléments structuraux.	
V.1.	Etude des poutres.	129
V.1.1	Introduction.	129
V.1.2	Recommandation du RPA99/2003.	129
V.1.3	Calcul du ferraillage.	130
V.1.4	Vérification des armatures selon le RPA 99/2003.	132
V.1.5	Vérification à l'ELU.	133
V.1.6	Vérification à l'ELS.	134
V.2	Etude des poteaux	138
V.2.1	Recommandation du RPA99 /2003.	138
V.2.2	Sollicitations de calcul.	140
V.2.3	Calcul du ferraillage.	140
V.2.4	Armatures transversales.	141
V.2.5	Vérifications.	141
V.3	Étude des voiles.	148
V.3.1	Recommandations du RPA99/2003.	149
V.3.2	Sollicitations de calcul.	151
V.3.3	Calcul de ferraillage.	151
V.3.4	Exemple de schéma de ferraillage.	158
	Chapitre VI : Etude des fondations.	
VI .1	Introduction.	159
VI .2	Choix du type des fondations.	159
VI .3	Etude des fondations.	159
VI .3.1	Vérification des semelles isolées.	159
VI .3.2	Vérification des semelles filantes.	160
VI .3.3	Vérification du radier général.	160
VI .3.4	Ferraillage du radier.	164
VI .3.5	Ferraillage du débord.	168
VI .3.6	Ferraillage des nervures.	169
VI .4	Etude de voile périphérique.	176
VI .4.1	Introduction.	176
VI .4.2	Dimensionnement des Voiles.	176
VI .4.3	Caractéristiques du sol.	176
VI .4.4	Evaluation des charges et surcharges.	176
VI .4.5	Ferraillage du voile.	177
VI .4.6	Vérifications.	179
	Conclusion	
	Conclusion.	181

Liste des tableaux

Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment.	17
Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers.	17
Tableau II.3. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des balcons.	18
Tableau II.4. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs.	18
Tableau II.5. Evaluation de la charge « G » des murs intérieurs.	19
Tableau II.6. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers.	19
Tableau II.7. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1.	20
Tableau II.8. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des volées 2 et 4.	20
Tableau II.9. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des volées 3 et 5.	21
Tableau II.10. Le calcul des surfaces pour chaque niveau.	24
Tableau II.11. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P1.	24
Tableau II.12. La loi de dégression pour le poteau P1.	25
Tableau II.13. Evaluation des charges « G » pour le poteau P1.	25
Tableau II.14. Le calcul des surfaces pour chaque niveau	27
Tableau II.15. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P2.	27
Tableau II.16. La loi de dégression pour le poteau P2	28
Tableau II.17. Evaluation des charges « G » pour le poteau P2.	28
Tableau II.18. Vérification de la résistance.	30
Tableau II.19. Vérification du flambement des poteaux.	31
Tableau III.1. Les Types de poutrelles.	35
Tableau III.2. Les moments isostatiques max en travées.	37
Tableau III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1).	39
Tableau III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1).	39
Tableau III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 4).	42
Tableau III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4).	42
Tableau III.7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type 2).	42
Tableau III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 2).	42
Tableau III.9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type 3).	42
Tableau III.10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 3).	42
Tableau III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 5).	43
Tableau III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 5).	43
Tableau III.13. Les choix des armatures pour les différents types des poutrelles.	47

Tableau III.14. Evaluation de la flèche pour les types de poutrelles.	53
Tableau III.15. Evaluation finale de la flèche pour les types de poutrelles.	54
Tableau III.16. Ferrailage finale des poutrelles.	54
Tableau III.17. Ferrailage des poutrelles	55
Tableau III.18.Ferrailage de la dalle sur 3 appuis (balcon1).	59
Tableau III.19. Evaluation finale de la flèche pour la dalle sur 3 appuis.	61
Tableau III.20. Ferrailage des dalles sur 3 appuis.	61
Tableau III.21 Ferrailage de dalle sur deux appuis (balcon1).	68
Tableau III.22 Ferrailage des dalles sur deux appuis.	70
Tableau III.23. Ferrailage de la première volée d’escalier.	74
Tableau III.24. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l’escalier.	76
Tableau III.25. Ferrailage de la deuxième volée d’escalier.	78
Tableau III.26. Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l’escalier.	79
Tableau III.27. Ferrailage de la troisième volée d’escalier.	81
Tableau III.28. Evaluation de la flèche dans la partie 3 de l’escalier.	83
Tableau III.29. Ferrailage de la poutre palière 1 à la flexion simple.	85
Tableau III.30. Ferrailage de la poutre palière 1 à la torsion.	87
Tableau III.31. Ferrailage de la poutre palière 2 à la flexion simple.	90
Tableau III.32. Ferrailage de la poutre palière 3 à la flexion simple.	92
Tableau III.33. Ferrailage des chainages	99
Tableau III.34. Vérification des chainages	99
Tableau III.35. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l’ascenseur	103
Tableau III.36. Vérification de la flèche	105
Tableau III.37. Ferrailage du palier d’ascenseur	106
Tableau III.38. Vérification des contraintes dans le béton	106
Tableau III.39. Vérification de la flèche	106
Tableau III .40.Combinaisons d’action de l’acrotère	109
Tableau IV .1.Valeurs des pénalités Pq.	117
Tableau IV.2.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.	122
Tableau IV.3.l’interaction sous charges verticales.	124
Tableau IV.4.L’interaction sous charges horizontales.	125
Tableau IV.5. Vérification de l’effort normal réduit.	125
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques.	126
Tableau IV.7. Vérification des déplacements.	126
Tableau IV.8. Vérification de l’effet P-Δ.	127
Tableau IV.9. Redimensionnement des poteaux et poutres.	128

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.	131
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.	134
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	134
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton.	135
Tableau V.5. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	139
Tableau V.6. Sollicitations dans les poteaux.	140
Tableau V.7. Ferrailage des poteaux.	141
Tableau V.8. Calcul des armatures transversales.	141
Tableau V.9. Vérification du flambement pour les poteaux.	142
Tableau V.10. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.	143
Tableau V.11. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.	144
Tableau V.12. Les moments résistants dans les poteaux.	145
Tableau V.13. Vérification de la zone nodale pour les poutres principales.	145
Tableau V.14. Vérification de la zone nodale pour les poutres secondaires.	146
Tableau V.15. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1}.	151
Tableau V.16. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.	152
Tableau V.17. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.	153
Tableau V.18. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux.	154
Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux.	155
Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.	156
Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux.	157
Tableau VI.1. Ferrailage de la dalle du radier.	165
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton.	166
Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans l'acier.	167
Tableau VI.4. Nouveau ferrailage et vérification des contraintes.	167
Tableau VI.5. Ferrailage et vérification du débord.	169
Tableau VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.	172
Tableau VI.7. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.	172
Tableau VI.8. Résumé des résultats de ferrailage des nervures.	173
Tableau VI.9. Vérification de l'effort tranchant.	174
Tableau VI.10. Vérification des contraintes.	174
Tableau VI.11. Section des armatures du voile périphérique.	178
Tableau VI.12. Vérification des contraintes.	180

Listes des figures

Fig.1 Dimensions d'un voile	7
Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.	8
Fig. II.3. Schéma de la disposition des poutrelles	9
Fig. II.4 Coupe transversale d'une poutrelle	10
Fig. II.5. Balcons sur 3 appuis	11
Fig. II.6. Balcons sur 2 appuis	12
Fig. II.7. Type d'escaliers	13
Fig. II.8. Première volée	14
Fig. II.9. Deuxième volée	15
Fig. II.10. Troisième volée	16
Fig. II.14. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges	23
Fig. II.15. Poteau « P1 » de la descente de charges	23
Fig. II.16. Poteau « P2 » de la descente de charges	27
Fig. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées	33
Fig. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées	33
Fig. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	34
Fig. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées	34
Fig. III.5. Poutrelle type 1	36
Fig. III.6. Poutrelle type 4	39
Fig. III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	56
Fig. III.7. Schéma de ferrailage de balcon1	62
Fig. III.8. Schéma de ferrailage de balcon2	62
Fig. III.9. Schéma de ferrailage de balcon3	63
Fig. III.10. Schéma de ferrailage de balcon4	63
Fig. III.11. Schéma de ferrailage de balcon5	63
Fig. III.12. Schéma de ferrailage de balcon6	64
Fig. III.13. Schéma de ferrailage de balcon7	64
Fig. III.14. Schéma de ferrailage de balcon8	64
Fig. III.15. Schéma de ferrailage de la dalle a coté de l'ascenseur	65

Fig. III.16. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis (balcon1).	70
Fig. III.17. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis (balcon2).	71
Fig. III.18. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis (balcon3).	71
Fig. III.19. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis (balcon4).	72
Fig. III.20. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis (balcon5).	72
Fig. III.21. Schéma statique de la première volée de RDC	73
Fig. III.22. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier	76
Fig. III.23. Schéma statique de la deuxième volée	77
Fig. III.24. Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier	80
Fig. III.25. Schéma statique de la troisième volée	80
Fig. III.26. Schéma de ferrailage de la partie 3 de l'escalier	83
Fig. III.27. Schéma de ferrailage de la poutre palière1	89
Fig. III.28. Schéma de ferrailage de la poutre palière2	92
Fig. III.29. Schéma de ferrailage de la poutre palière3	95
Fig. III.30. Schéma de ferrailage du chaînage1	98
Fig. III.31. Schéma de ferrailage du chaînage2	99
Fig. III.32. Schéma de ferrailage du chaînage3	100
Fig. III.33. Schéma de ferrailage du chaînage4	100
Fig. III.34. Schéma d'un ascenseur sans locale de machine	101
Fig. III.35. Dalle de l'ascenseur et le palier	102
Fig. III.36. Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur	105
Fig. III.37. Schéma de ferrailage du palier	106
Fig. III.38. Coupe transversale de l'acrotère	107
Fig. III.39. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).	114
Fig. IV.1. Disposition des voiles	121
Fig. IV.2. 1^{er} mode (translation suivant X)	122
Fig. IV.3. 2^{eme} mode (translation suivant Y)	122
Fig. IV.4. 3^{eme} mode (torsion autour de Z)	124
Fig. V.1. Schéma de ferrailage de la poutre principale la plus sollicitée	135
Fig. V.2. Disposition de ferrailage de la poutre principale la plus sollicitée	136
Fig. V.3. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire la plus sollicitée	136
Fig. V.4. Disposition de ferrailage de la poutre secondaire la plus sollicitée	137
Fig. V.5. Schéma de la zone nodale	144

Fig. V.6. Disposition de ferrailage Schéma de ferrailage des poteaux	147
Fig. V.7. Réduction des sections de poteaux	148
Fig. V.8. Localisation des voiles	149
Fig. V.9. Schéma de ferrailage de voile (V_{x1})	158
Fig.VI.1. Schéma de ferrailage du radier	168
Fig.VI.2. Schéma statique du débord	168
Fig.VI.3. Schéma de ferrailage du débord	169
Fig.VI.4. Schéma de rupture de dalle de radier	170
Fig.VI.5. Chargement sur la nervure la plus sollicitée sens X-X	171
Fig.VI.6. Chargement équivalent de la nervure sens X-X	171
Fig.VI.7. Chargement sur la nervure la plus sollicitée sens Y-Y	171
Fig.VI.8. Chargement équivalent de la nervure sens Y-Y	171
Fig.VI.9. Section de la nervure à ferrailer	173
Fig.VI.10. Schémas de ferrailage des nervures	175
Fig.VI.11. Répartition des contraintes sur le voile périphérique	177
Fig.VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique	180

Liste des symboles

La signification des principales notations est suivante:

G: Charges permanents.

Q: Action variables quelconques.

A_s: Aire d'un acier.

B: Aire d'une section en béton.

E: Module d'élasticité longitudinal.

E_b: Module de déformation longitudinal du béton.

E_i : Module de déformation instantanée (**E_{ij}** a l'âge de jours).

E_s: Module d'élasticité de l'acier.

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

I: Moment d'inertie.

L: Longueur ou portée.

M: Moment en général.

M_G: Moment fléchissant développé par les charges permanentes.

M_Q: Moment fléchissant développé par les charges ou action variable.

a: Une dimension (en général longitudinal).

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

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

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

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

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

f: Flèche.

f_e: Limite d'élasticité de l'acier.

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

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

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

g : Densité des charges permanentes.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section de B.A.

i : Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours.

k : Coefficient en général.

l : Longueur ou portée (on utilise aussi L).

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier – béton.

p : Action unitaire de pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

Introduction

Introduction :

La révolution industrielle à entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines à été le changement dans le style de construction.

En effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étages. Ce qui permettait de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace. Cela a été possible grâce aux techniques de construction modernes.

Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ses occupants ainsi que celles de ses voisins en danger sans oublier les pertes matérielles.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol. A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à des grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+10, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

Généralités

I. Généralités :**I.1 Description de l'ouvrage**

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+10) implanté à **Bejaïa** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (Zone IIa), cette structure est destinée seulement à l'usage d'habitation, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes «RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé à Ighil Ouberouak au bord de la route nationale 24, commune de Tala Hamza, wilaya de Bejaia.

I.1.1 Description architecturale :

Les dimensionnes du bâtiment sont :

Hauteur totale: 33.68 m

Hauteur du R.D.C : 4.08 m

Hauteur d'étage : 3.06 m

Largeur : 10.02 m

Longueur : 25.4 m

I.1.2 Description structurale :**I.1.2.1 L'ossature :**

Étant donné que la hauteur du bâtiment dépasse les 14m, l'ossature de notre bâtiment doit être un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. (*RPA art 3.4.A.1.a*).

I.1.2.2 Les planchers :

Les planchers de tous les étages seront semi pré fabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée avec un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique. La dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

I.1.2.3 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

I.1.2.4 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

I.1.2.5 La maçonnerie :

Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements sont en double cloisons de briques creuses, avec une lame d'air de 5 cm pour l'isolation thermique et acoustique. Les murs de séparation intérieur seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.1.2.6 Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.1.2.7 L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est un ascenseur sans local de machine ; dans ce nouveau concept, le système de traction de l'ascenseur est placé dans la gaine. L'ensemble de l'espace occupé par l'ascenseur est donc réduit.

I.2 Rapport de sol :

Le site étudié est à la limite du contour géologique entre les alluvions anciennes au nord et à l'est et les brèches et conglomérats du nummulitique supérieur au sud. Et on rencontre des argiles plastiques après la couche de terre végétale de 0.8 mètre.

D'après ce rapport de sol on peut classer notre sol en classe S3 et la contrainte admissible à appliquer dans les calculs est de **1.50 bar**.

Les fondations seront ancrées au moins à **1.50 mètres** de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel.

I.3 Définition des matériaux :**Le béton :**

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), de granulats (sable, gravier..), de l'eau et éventuellement de l'adjuvant. Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci.

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16 cm, et de hauteur de 32 cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40 mm.

L'Acier:

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

I.4 Règlement et norme utilisé :

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.

Chapitre II

Prédimensionnement

des éléments

II. Pré dimensionnement des éléments :

II.1 : Introduction :

L'objectif du prédimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2:Prédimensionnement des éléments principaux :

II.2.1. Les poutres :

II.2.1.1. Les poutres principales :

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles. Selon le BAEL91 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

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

- h : hauteur de la poutre.
 - L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$)
- b est choisie forfaitairement entre $0.7 h$ et h .

Donc : $\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}$

Alors :

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$0.7 \times h \leq b \leq h \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq b \leq 40 \text{ cm}$$

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

On opte pour des poutres principales de dimensions suivantes : $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

II.2.1.2 : les poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

$$L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.67 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm}$$

Alors :

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

$$0.7 \times h \leq b \leq h \Rightarrow 24.5 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$$

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

On opte pour des poutres secondaires de dimensions suivantes :

$$b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 35/30 = 1.17 < 4$ condition vérifiée.

II.2.2. Poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le prédimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- R.D.C, 1^{er} étage : $(b,h) = (50,50) \text{ cm}^2$.
- 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage: $(b,h) = (45, 45) \text{ cm}^2$.
- 5^{ème}, 6^{ème} étage: $(b,h) = (40,40) \text{ cm}^2$.
- 7^{ème}, 8^{ème} étage: $(b,h) = (35,35) \text{ cm}^2$.
- 9^{ème}, 10^{ème} étage: $(b,h) = (30,30) \text{ cm}^2$.

II.2.3. Les voiles :

Un voile est un élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$(1).
- $e \geq h_e / 20$(2). RPA (article 7.7.1)
- $L \geq 4 e$(3).

h_e : Hauteur libre d'étage.

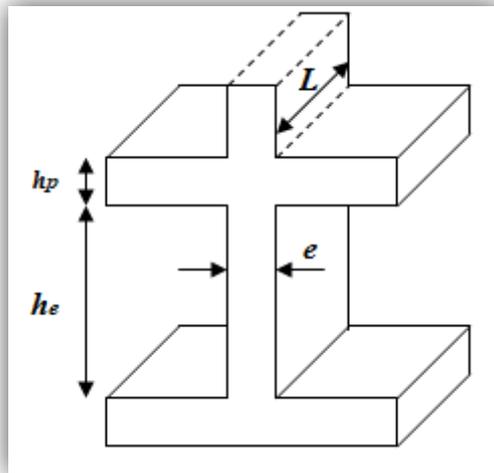


Fig. Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce

document..1 Dimensions d'un voile

Dans notre cas :

Pour le RDC on a : $h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$.

Pour les autres niveaux on a : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$

Donc :

$$e \geq \frac{388}{20} = 19.4 \Rightarrow e = 20 \text{ cm} \quad \text{pour le RDC.}$$

$$e \geq \frac{286}{20} = 14.33 \Rightarrow e = 15 \text{ cm} \quad \text{pour les autres niveaux.}$$

II.3. Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.3.1. les planchers :

Un plancher dans une construction est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont : une fonction de résistance mécanique et une fonction d'isolation acoustique et thermique.

a). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

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

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{CBA (article B. 6. 8. 4. 2. 4).}$$

L_{max} : Travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (entre nus d'appuis des poutrelles).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L_{max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher à corps creux de hauteur $h_t = 20 \text{ cm}$ dont :

- Une dalle de compression de 4 cm ;
- Corps creux de 16 cm.

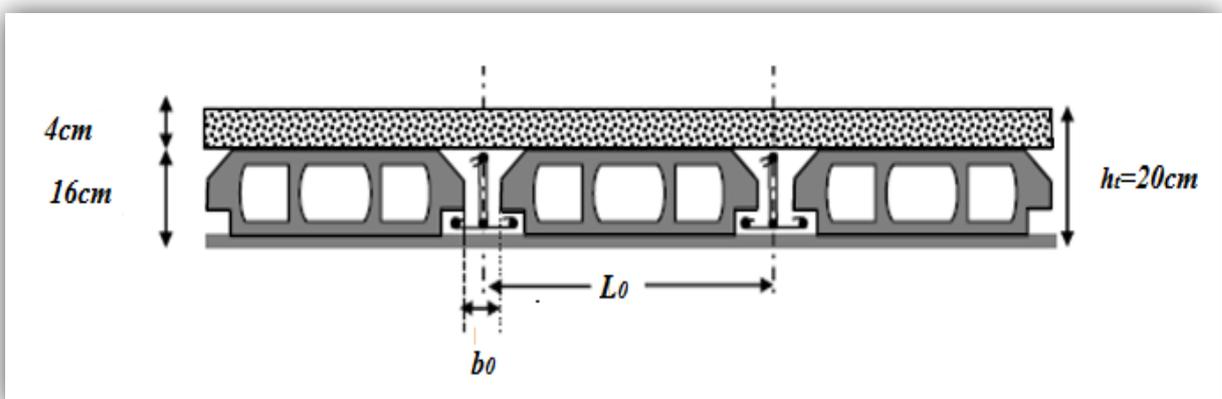


Fig. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

a).1. Les poutrelles :**➤ Définition :**

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig. II.3).

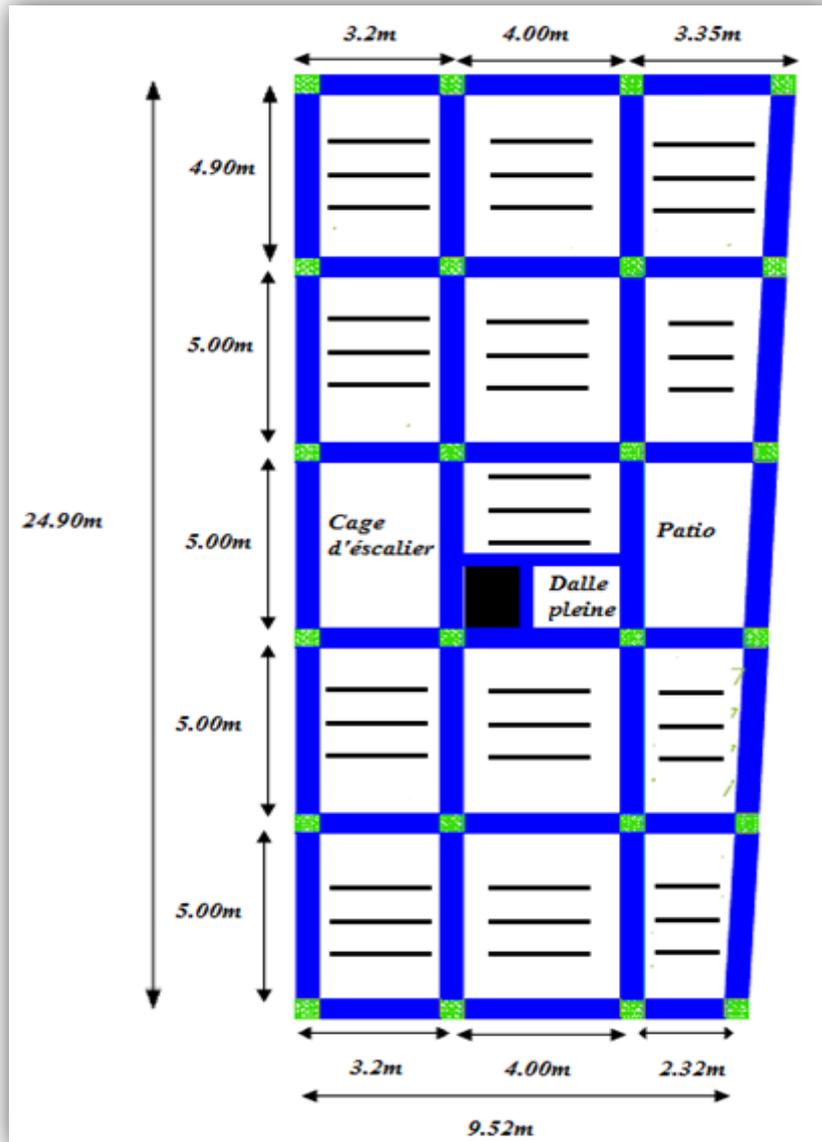


Fig. II.3. Schéma de la disposition des poutrelles.

➤ Dimensionnement des poutrelles :

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

b : largeur efficace

b₀ : largeur de la poutrelle (généralement b₀= 10 cm)

l_x : distance (entre nus d'appuis) entre deux poutrelles

l_y : longueur (entre nus d'appuis) de la travée maximale des poutrelles.

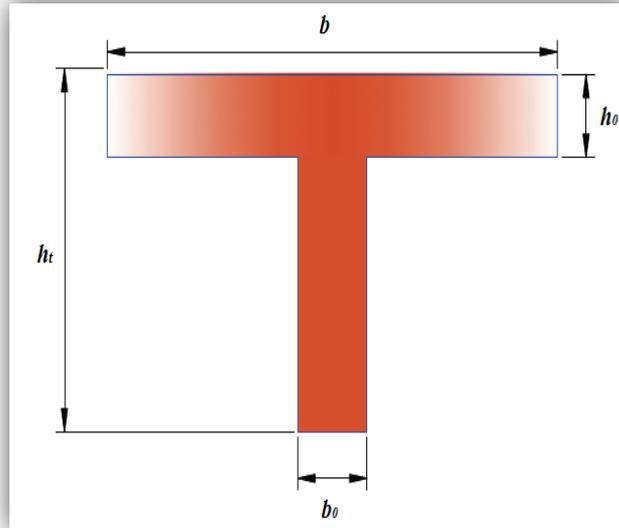


Fig. II.4 Coupe transversale d'une poutrelle.

On a :

$$l_x = 60 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

$$l_y = 400 - 30 = 370 \text{ cm.}$$

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

b). Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ Critère de résistance :

$e \geq \frac{l_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$.

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho \geq 0.4$.

➤ Critère du coupe feu :

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

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coupe feu.

$e \geq 17.5 \text{ cm}$ pour 4 heures de coupe feu.

1. Dalle pleine sur 3 appuis :

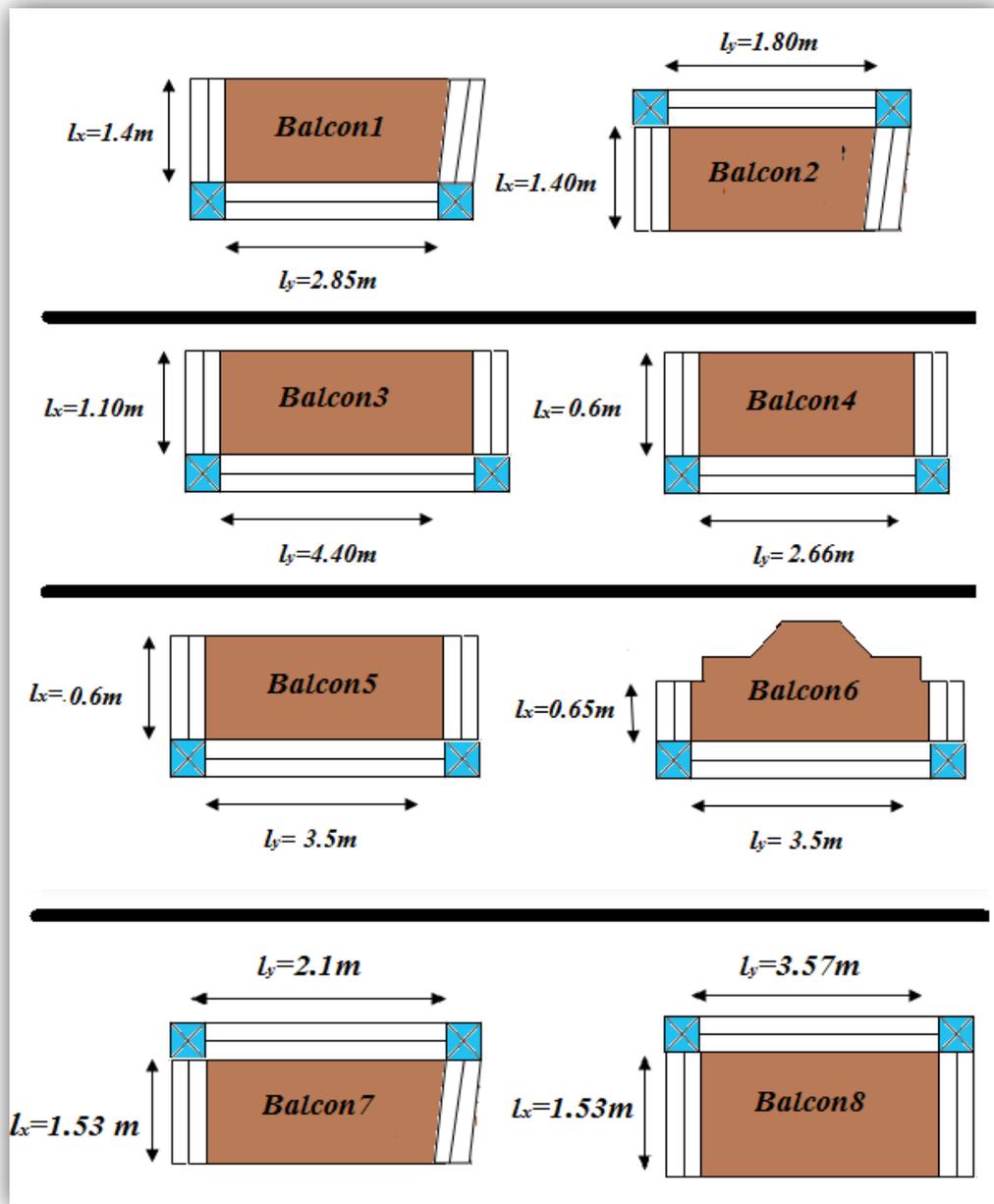


Fig. II.5. Balcons sur 3 appuis.

2. Dalle pleine sur 2 appuis :

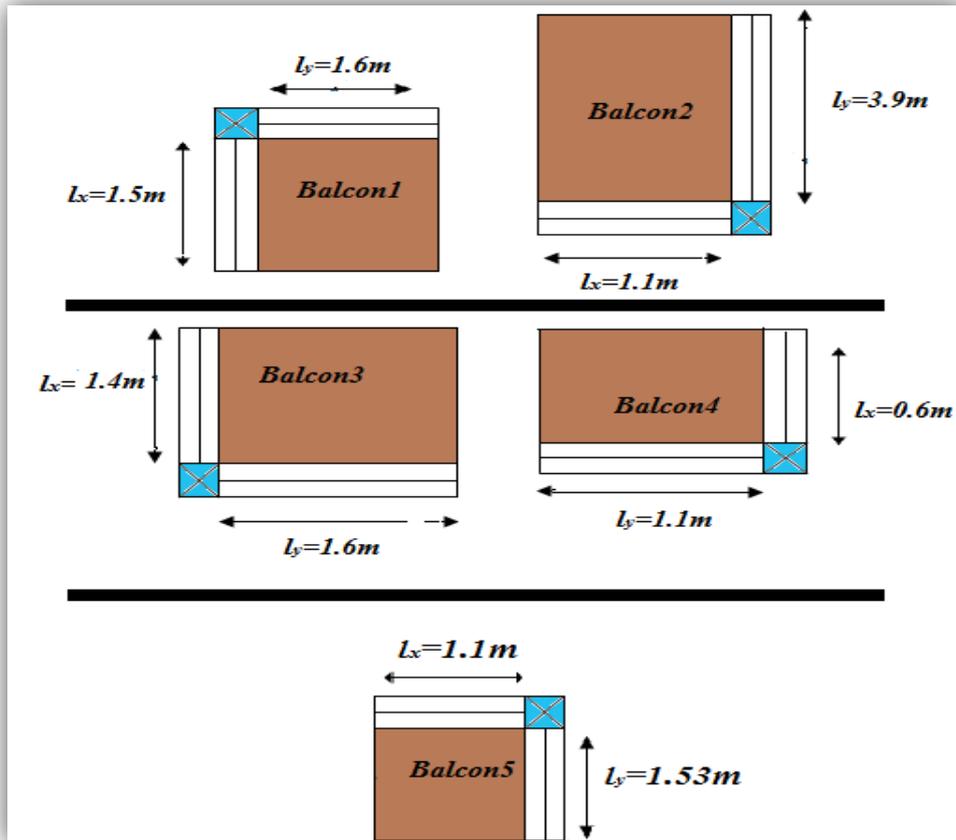


Fig. II.6. Balcons sur 2 appuis.

Après calcul on trouve que le critère de coupe feu est prépondérant donc $e \geq 11\text{ cm}$
 Alors on opte pour des dalles pleines de 12 cm d'épaisseur.

II.3.2. Les escaliers :

Dans notre cas on a deux :

- Escalier à deux volées :
- Escalier à une seule volée :

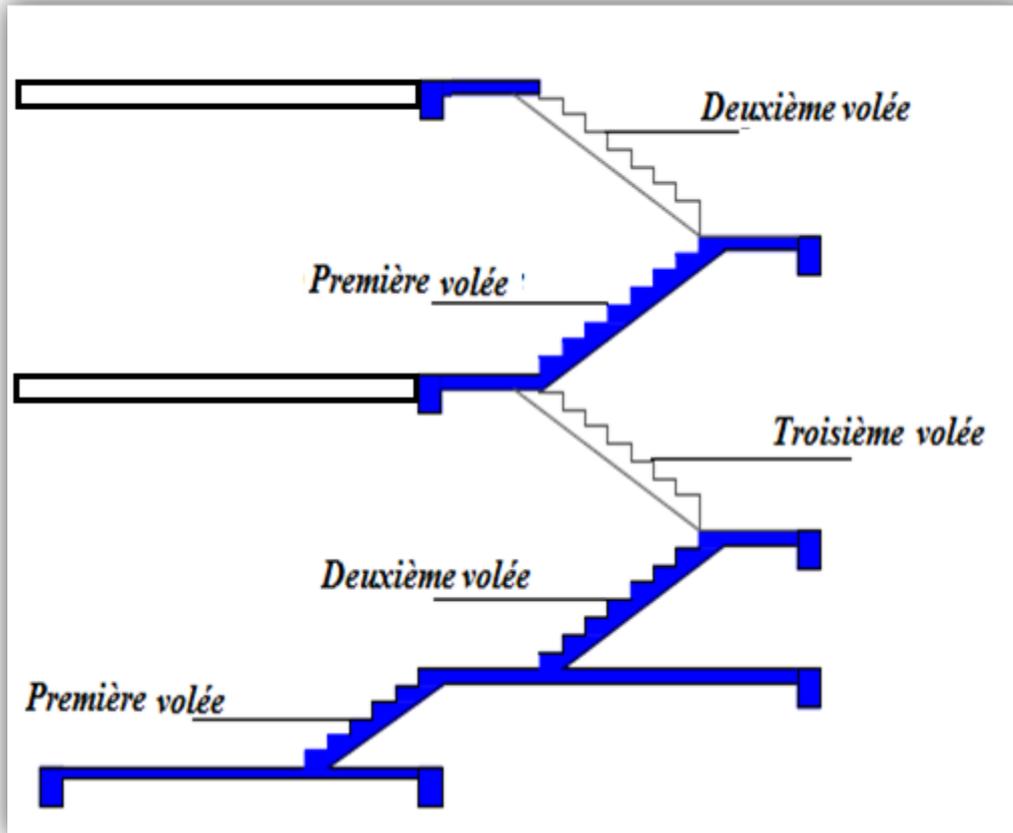


Fig. II.7. Type des escaliers.

II.3.2.2. Dimensionnement :

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

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60\text{cm} \leq 2 \times h + g \leq 65\text{cm}$

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

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec : $n - 1$: Nombre de marche ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

1. Première volée (deux appuis) :

$$64 n^2 - (64 + 2 \times H + L_0) \times n + 2 \times H = 0$$

$$H = 1.02\text{m}, L_0 = 1.55\text{m}$$

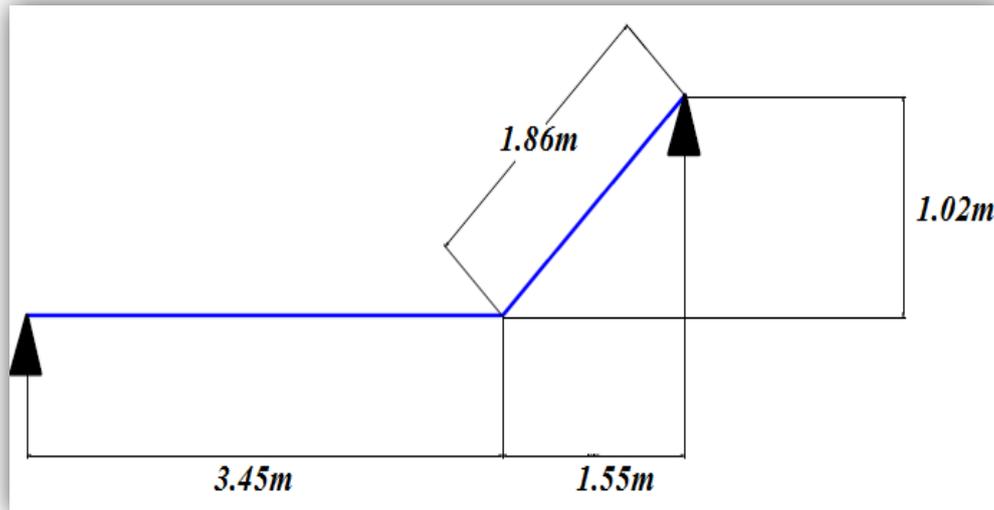


Fig. II.8. Première volée.

❖ **Épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

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

$$L = 1.86 + 1.55 = 3.41m$$

$$\text{Donc : } 11.37cm \leq e \leq 17.05cm$$

On opte pour une épaisseur de 15 cm

❖ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H + L_0) \times n + 2 \times h = 0$$

$$L_0 = 1.55m$$

$$64 \times n^2 - 423 + 204 = 0 \text{ alors } n = 6.09 \Rightarrow n = 6$$

Le nombre de contre marche est : **n = 6.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 5.**

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{155}{5} = 31cm$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17cm$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 31cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17\text{cm}$.

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

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

2. Deuxième volée (trois appuis) :

$$H = 1.44\text{m}$$

$$L_0 = 2.10\text{m}$$

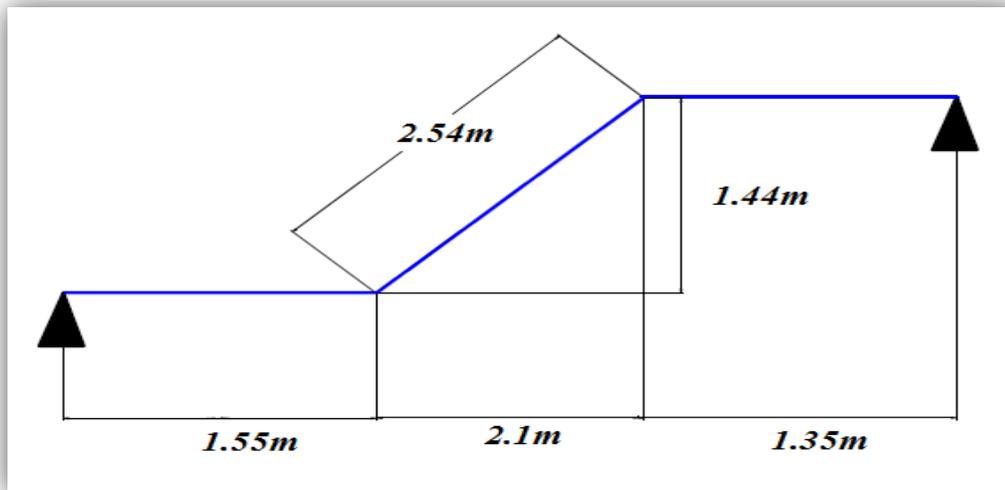


Fig. II.9. Deuxième volée.

❖ **Épaisseur de la paille :**

$$L = 2.54 + 1.35 + 1.55 = 5.44\text{m} \rightarrow \frac{L}{50} \leq h \leq \frac{L}{30}$$

$$\text{Donc : } 11\text{cm} \leq e \leq 18.1\text{cm}$$

On opte pour une épaisseur de 15 cm

❖ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

$$L_0 = 2.1\text{m}$$

$$64 \times n^2 - 562 + 288 = 0 \text{ alors } n = 8.23 \Rightarrow n = 8$$

Le nombre de contre marche est : **n = 8.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 7.**

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{7.23} = 29\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{144}{8.23} = 17.5 \text{ cm}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 29 \text{ cm}$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17.5 \text{ cm}$.

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$60 \text{ cm} \leq 2 \times h + g \leq 65 \text{ cm}$. alors $60 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm}$. Vérifiée.

2. Troisième volées (trois appuis) :

$$H = 1.62 \text{ m}$$

$$L_0 = 2.10 \text{ m}$$

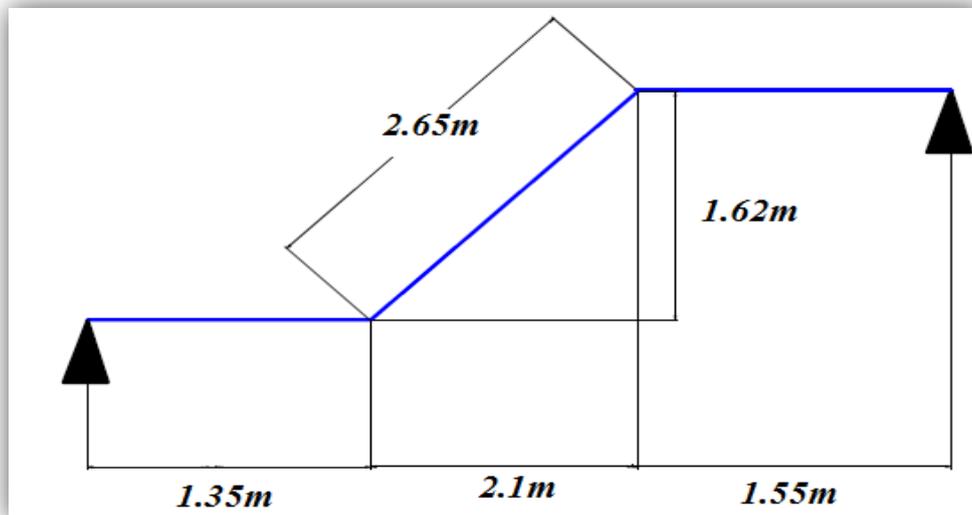


Fig. II.10. Troisième volée

❖ **Épaisseur de la paille :**

$$L = 2.65 + 1.55 + 1.35 = 5.55 \text{ m}$$

Donc : $11.1 \text{ cm} \leq e \leq 18.5 \text{ cm}$

On opte pour une épaisseur de 15 cm

❖ **Calcul du nombre de marche et de contre marche :**

$$L_0 = 2.1 \text{ m}$$

$$64 \times n^2 - 598 + 324 = 0 \text{ alors } n = 9$$

Le nombre de contre marche est : $n = 8$.

Le nombre de marche est : $n - 1 = 7$.

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

$$g = \frac{L_0}{n - 1} = \frac{210}{8} = 26.25 \text{ cm}$$

$$g = 26\text{cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{162}{9} = 18\text{cm}$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 26\text{cm}$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 18\text{cm}$.

❖ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

$$60\text{cm} \leq 2 \times h + g \leq 65\text{cm}. \text{ alors } 60\text{cm} \leq 62 \leq 65\text{cm} . \text{ Vérifiée.}$$

Le tableau suivant résume les différentes dimensions des escaliers.

Tableau II.1. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment.

Escalier	Volée	$H_{volée}$ (m)	Inclinaison (α)	$L_{volée}$ (m)	N ^{bre} de contre- marches	h (cm)	g (cm)	Epaisseur (cm)
RDC	1	1.02	33.35°	1.55	6	17	31	15
	2	1.44	34.44°	2.1	8	17.5	29	
	3	1.62	37.65°	2.1	9	18	26	
Autre niveaux	1	1.44	34.44°	2.1	8	17.5	29	15
	2	1.62	37.65°	2.1	9	18	26	

II.4. Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.4.1.1. Plancher terrasse et plancher courant

Tableau II.2. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers.

Plancher	Désignations	Référent	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher Courant et RDC à usage d'habitation	Carrelage	1	2	0.44	1.5
	Mortier de pose	2	2	0.4	
	Sable fin	3	2	0.36	
	Corps creux	4	16+4	2.85	
	Enduit de plâtre	5	2	0.28	
	Cloisons de séparation	6	10	1	
Total	Poids total	/	/	5.33	
	Gravillon	1	4	0.8	1
	Etanchéités	2	2	0.12	
	Forme de pente	3	6.5	1.43	

Terrasse Inaccessible	Isolation	4	1.5	0.27	
	Corps creux	5	16+4	2.85	
	Enduit de plâtre	6	2	0.28	
Total	Poids total	/	/	5.75	
Terrasse accessible	Carrelage	1	2	0.44	1.5
	Mortier de pose	2	2	0.4	
	Lit de sable	3	2	0.36	
	Etanchéité	4	2	0.12	
	Forme de pente	5	6.5	1.43	
	Isolation	6	1.5	0.27	
	Corps creux	7	16+14	2.85	
	Enduit de plâtre	8	2	0.28	
Total	Poids total	/	/	6.15	

II.4.1.2. plancher à dalle pleine :

Tableau II.3. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des balcons.

Plancher	Désignations	Référent	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m²)	Surcharges Q (KN/m²)
dalle pleine (Balcons)	Carrelage	1	2	0.4	3.5
	Mortier de pose	2	2	0.4	
	Lit de sable	3	2	0.36	
	Dalle pleine	4	12	3	
	Enduit de plâtre	5	1.5	0.15	
	Poids total	/	/	4.31	

II.4.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs:

Tableau II.4.Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs.

Types de mur	Désignations	Référent	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m)
Murs extérieurs	Enduit de plâtre	1	2	0.28
	Brique creuse	2	15	1.35
	Lame d'aire	3	5	0
	Brique creuse	4	10	0.9
	Enduit de ciment	5	2	0.4
	Poids total			/

Tableau II.5. Evaluation de la charge « G » des murs intérieurs.

Types de mur	Désignations	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m)
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	2	0.28
	Brique creuse	10	0.9
	Enduit de plâtre	2	0.28
	Poids total	/	1.46

II.4.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

II.4.3.1. les paliers :

Tableau II.6. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers.

Désignations	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Carrelage	2	0.44	2.5
Mortier de pose	2	0.4	
Lit de sable	2	0.36	
Dalle pleine	15	3.75	
Enduit de ciment	2	0.28	
Poids total	/	5.23	

II.4.3.2. Les volées:

II.4.3.2.1: La volée 1 :

Cette volée Correspond a la première volée de RDC.

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

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

Horizontal: $\gamma \times e$

Vertical: $\gamma \times e \times \frac{h}{g}$

Tableau II.7. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1.

<i>Désignations</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>	<i>Surcharges Q (KN/m²)</i>
<i>Carrelage (horizontal)</i>	22	2	0.44	2.5
<i>Mortier de pose (horizontal)</i>	20	2	0.4	
<i>Carrelage (vertical)</i>	22	$2 \times \frac{17}{31}$	0.24	
<i>Mortier de pose (vertical)</i>	20	$2 \times \frac{17}{31}$	0.22	
<i>Lit de sable</i>	18	2	0.36	
<i>Paillasse</i>	25	$\frac{15}{\cos 33.35}$	4.49	
<i>Marches</i>	22	$\frac{17}{2}$	1.87	
<i>Enduit de ciment</i>	18	$\frac{1.5}{\cos 33.35}$	0.32	
<i>Poids total</i>		/	8..34	

II.4.3.2.2: Les volées 2 et 4 :

La volée 2 correspond à la deuxième volée du RDC et la volée 4 correspond à la première volée de chaque étage.

Tableau II.8. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des volées 2 et 4.

<i>Désignations</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>	<i>Surcharges Q (KN/m²)</i>
<i>Carrelage (horizontal)</i>	22	2	0.44	2.5
<i>Mortier de pose (horizontal)</i>	20	2	0.4	
<i>Carrelage (vertical)</i>	22	$2 \times \frac{17.5}{29}$	0.27	
<i>Mortier de pose</i>	20	$2 \times \frac{17.5}{29}$	0.24	

<i>(vertical)</i>			
<i>Lit de sable</i>	18	2	0.36
<i>Paillasse</i>	25	$\frac{15}{\cos 34.44}$	4.55
<i>Marches</i>	22	$\frac{17.5}{2}$	1.93
<i>Enduit de ciment</i>	18	$\frac{1.5}{\cos 34.44}$	0.33
<i>Poids total</i>		/	8..52

II.4.3.2.3: Les volées 3 et 5 :

La volée 3 correspond à la troisième volée du RDC et la volée 5 correspond à la deuxième volée de chaque étage.

Tableau II.9. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des volées 3 et 5.

<i>Désignations</i>	<i>Poids volumique (KN/m²)</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>	<i>Surcharges Q (KN/m²)</i>
<i>Carrelage (horizontal)</i>	22	2	0.44	2.5
<i>Mortier de pose (horizontal)</i>	20	2	0.4	
<i>Carrelage (vertical)</i>	22	$2 \times \frac{18}{26}$	0.30	
<i>Mortier de pose (vertical)</i>	20	$2 \times \frac{18}{26}$	0.28	
<i>Lit de sable</i>	18	2	0.36	
<i>Paillasse</i>	25	$\frac{15}{\cos 37.65}$	4.74	
<i>Marches</i>	22	$\frac{18}{2}$	1.98	
<i>Enduit de ciment</i>	18	$\frac{1.5}{\cos 37.65}$	0.34	
<i>Poids total</i>		/	8..84	

II.5. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. La descente de charge est appliquée tout en respectant la loi de dégression de charges donnée par le DTR B.C. 2.2 charges permanentes est charges d'exploitation (*art 6.3*).

• La loi de dégression des charges d'exploitation :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

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

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

Pour notre projet en applique la loi comme suit :

Plancher terrasse : Q_0

Etage 10 : $Q_0 + Q_1$

Etage 9 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Etage 8 : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Etage 7 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Etage 6 : $Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Etage 5 : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Etage 4 : $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Etage 3 : $Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Etage 2 : $Q_0 + 0.67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Etage 1 : $Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$

On effectuera la descente de charges pour les deux poteaux comme la figure suivante montre.

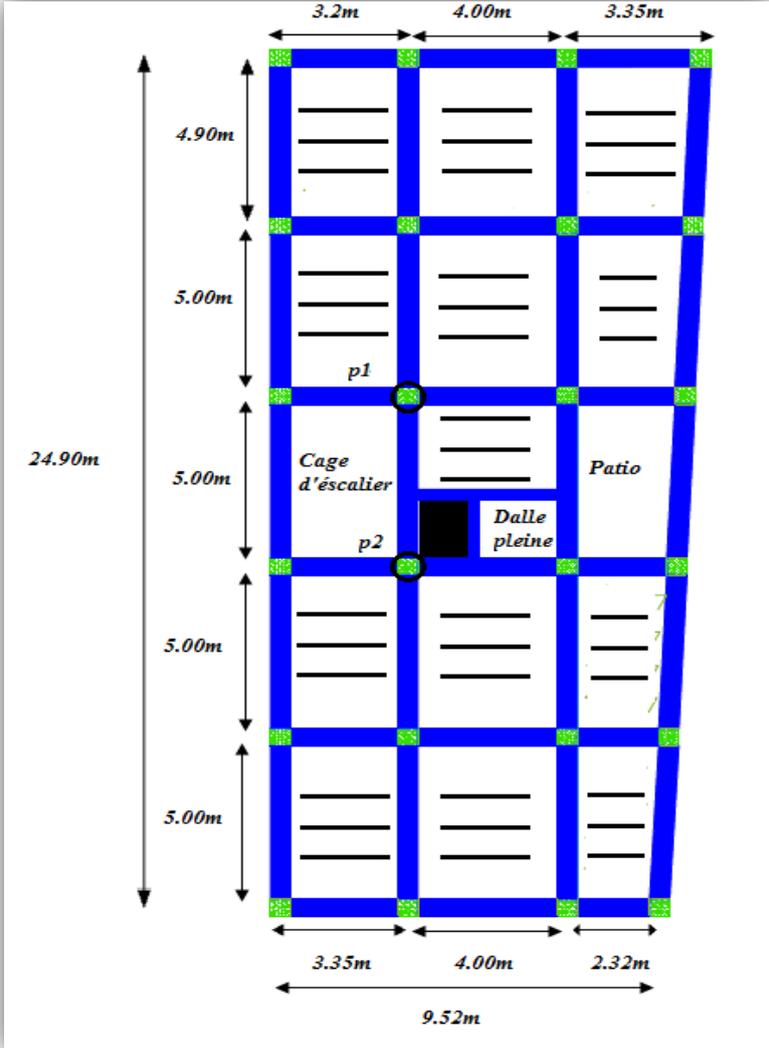


Fig. II.14. Vue en plan d'identification des poteaux de la descente de charges.

a). Poteau « P1 » :

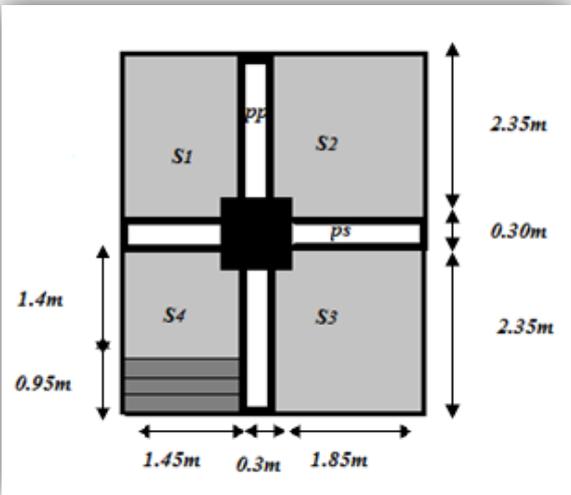


Fig. II.15. Poteau « P1 » de la descente de charges.

- Poutres principales (30x40).

- Poutres secondaires (30x35).

- ✓ Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3$
- ✓ Surface d'escalier : $S_{\text{escalier}} = S_4$
- ✓ Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
- ✓ Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}} + S_{\text{escalier}}$

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.10. Le calcul des surfaces pour chaque niveau.

Niveau	$S_{\text{afférente}} (m^2)$	$S_{\text{escalier}} (m^2)$	$S_{\text{poutres}} (m^2)$	$S_{\text{totale}} (m^2)$
Terrasse	4.2675	0	1.695	5.9625
10 ^{ème} étage	4.3475	3.4075	1.695	9.45
Etages 1,2,3,4,5,6,7,8,9	12.1025	3.4075	2.4	17.91
RDC	12.1025	6.815	2.4	21.3175

Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P1 :

- Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{\text{totale}}$$

- Surcharge sur escalier

$$Q_{\text{esc}} = q_{\text{esc}} \times S_{\text{esc}}$$

- Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}}) + Q_{\text{esc}}$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.11. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P1.

Niveau	$q (t/m^2)$	$q_{\text{esc}} (t/m^2)$	$Q_{\text{esc}} (t)$	$Q (t)$
Terrasse	0.1	/	/	0.59625
10 ^{ème} étage	0.15	0.25	0.851875	2.269
Etages 9,8,7,6,5,4,3,2,1	0.15	0.25	0.851875	3.538
RDC	0.15	0.25	1.704	4.902

- **L'application de la loi de dégression** : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.12.La loi de dégression pour le poteau P1.

Q_i	$Q(t)$
Q_0	0.59625
Q_1	2.86525
Q_2	6.1129
Q_3	9.00675
Q_4	11.5468
Q_5	13.73305
Q_6	15.58575
Q_7	17.29829
Q_8	19.26903
Q_9	21.09825
Q_{10}	23.655

- Evaluation des charges « G » pour le poteau P1 :

Tableau II.13.Evaluation des charges « G » pour le poteau P1.

G_i	Désignation	Section(m2)	G total (t)	Total (t)	Nu(t)
G_0	Terrasse	4.2675	2.454	4.714	7.258
	Poutre p	(0.705)	0.705		
	Poutre s	(0.99)	0.866		
	poteau	0.3*0.3	0.6885		
G_1	Venant de G_0		4.714	11.571	19.919
	Plancher	4.3475	2.317		
	Poutre p	0.705	0.705		
	Poutre s	0.99	0.866		
	Poteau escalier	0.3*0.3 /	0.6885 / 2.28		
G_2	Venant de G_1		11.571	23.515	40.915
	Plancher	12.1025	6.4506		
	Plancher	1.41	1.41		
	Poutre p	0.99	0.866		
	Poutre s	0.35*0.35	0.937		
	Poteau escalier	/	2.28		
G_3	Venant de G_2		23.515	35.458	61.378
	Plancher	12.1025	6.4506		
	Poutre p	1.41	1.41		
	Poutre s	0.99	0.866		
	Poteau escalier	0.35*0.35 /	0.937 / 2.28		
G_4	Venant de G_3		35.458	47.689	81.700
	Plancher	12.1025	6.4506		
	Poutre p	1.41	1.41		

	<i>Poutre s</i> <i>Poteau</i> <i>escalier</i>	<i>0.99</i> <i>0.4*0.4</i> <i>/</i>	<i>0.866</i> <i>1.224</i> <i>2.28</i>		
<i>G5</i>	<i>Venant de G4</i> <i>Plancher</i> <i>Poutre p</i> <i>Poutre s</i> <i>Poteau</i> <i>escalier</i>	<i>12.1025</i> <i>1.41</i> <i>0.99</i> <i>0.4*0.4</i> <i>/</i>	<i>47.689</i> <i>6.4506</i> <i>1.41</i> <i>0.866</i> <i>1.224</i> <i>2.28</i>	<i>59.919</i>	<i>101.490</i>
<i>G6</i>	<i>Venant de G5</i> <i>Plancher</i> <i>Poutre p</i> <i>Poutre s</i> <i>Poteau</i> <i>escalier</i>	<i>12.1025</i> <i>1.41</i> <i>0.99</i> <i>0.45*0.45</i> <i>/</i>	<i>59.919</i> <i>6.4506</i> <i>1.41</i> <i>0.866</i> <i>1.55</i> <i>2.28</i>	<i>72.476</i>	<i>121.221</i>
<i>G7</i>	<i>Venant de G6</i> <i>Plancher</i> <i>Poutre p</i> <i>Poutre s</i> <i>Poteau</i> <i>escalier</i>	<i>12.1025</i> <i>1.41</i> <i>0.99</i> <i>0.45*0.45</i> <i>/</i>	<i>72.476</i> <i>6.4506</i> <i>1.41</i> <i>0.866</i> <i>1.55</i> <i>2.28</i>	<i>85.033</i>	<i>140.742</i>
<i>G8</i>	<i>Venant de G7</i> <i>Plancher</i> <i>Poutre p</i> <i>Poutre s</i> <i>Poteau</i> <i>escalier</i>	<i>12.1025</i> <i>1.41</i> <i>0.99</i> <i>0.45*0.45</i> <i>/</i>	<i>85.033</i> <i>6.4506</i> <i>1.41</i> <i>0.866</i> <i>1.55</i> <i>2.28</i>	<i>97.589</i>	<i>160.649</i>
<i>G9</i>	<i>Venant de G8</i> <i>Plancher</i> <i>Poutre p</i> <i>Poutre s</i> <i>Poteau</i> <i>escalier</i>	<i>12.1025</i> <i>1.41</i> <i>0.99</i> <i>0.5*0.5</i> <i>/</i>	<i>97.589</i> <i>6.4506</i> <i>1.41</i> <i>0.866</i> <i>1.91</i> <i>2.28</i>	<i>110.506</i>	<i>180.803</i>
<i>G10</i>	<i>Venant de G9</i> <i>Plancher</i> <i>Poutre p</i> <i>Poutre s</i> <i>Poteau</i> <i>escalier</i>	<i>12.1025</i> <i>1.41</i> <i>0.99</i> <i>0.5*0.5</i> <i>/</i>	<i>110.506</i> <i>6.4506</i> <i>1.41</i> <i>0.866</i> <i>2.55</i> <i>3.905</i>	<i>125.688</i>	<i>205.161</i>

A la base :

G=125.688 t

Q=23.655 t

Nu=205.161 t

b). Poteau « P2 » :

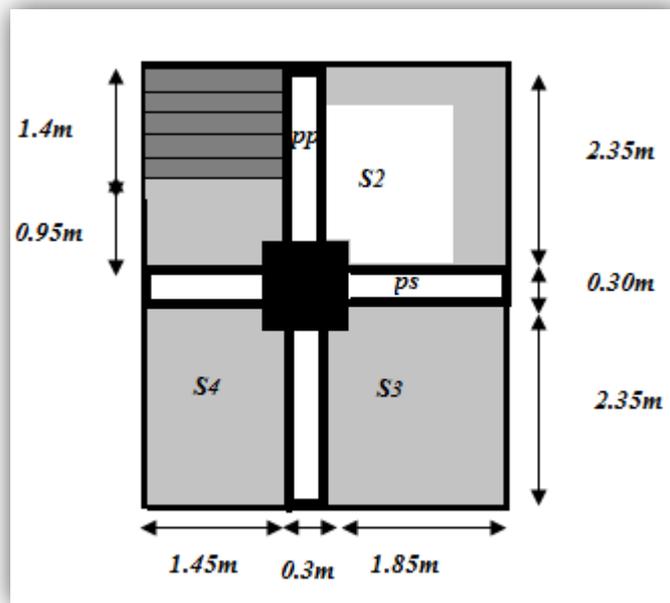


Fig. II.16. Poteau « P2 » de la descente de charges.

Les résultats de calcul des surfaces pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.14. Le calcul des surfaces pour chaque niveau

Niveau	$S_{\text{afférente}} (m^2)$	$S_{\text{escalier}} (m^2)$	$S_{\text{poutres}} (m^2)$	$S_{\text{totale}} (m^2)$
Terrasse	15.51	/	2.4	17.91
Étages 1,2,3,4,5,6,7,8,9	9.1025	3.4075	2.4	14.91
RDC	9.1025	6.815	2.4	18.3175

Evaluation des charges « Q » pour le poteau d'escalier P2 :

Tableau II.15. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P2.

Niveau	$q (t/m^2)$	$q_{\text{esc}} (t/m^2)$	$Q_{\text{esc}} (t)$	$Q (t)$
Terrasse	0.1	/	/	1.791
Étages 1,2,3,4,5,6,7,8,9	0.15	0.25	0.851875	3.088
RDC	0.15	0.25	1.7038	4.451

- L'application de la loi de dégression : les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.16. La loi de dégression pour le poteau P2

Q_i	$Q (t)$
Q_0	1.791
Q_1	4.879
Q_2	7.658
Q_3	10.129
Q_4	12.29
Q_5	14.143
Q_6	15.687
Q_7	17.138
Q_8	18.837
Q_9	20.363
Q_{10}	21.863

- Evaluation des charges « G » pour le poteau P2 :

Tableau II.17. Evaluation des charges « G » pour le poteau P2.

G_i	désignation	Section(m ²)	G total (t)	Total (t)	Nu (t)
G_0	Terrasse Poutre p Poutre s Poteau Escalier	15.51 1.41 0.99 0.3*0.3 /	8.918 0.705 0.866 0.6885 /	11.178	17.776
G_1	Venant de G_1 Plancher Poutre p Poutre s Poteau Escalier	9.1025 1.41 0.99 0.3*0.3 /	11.178 4.85 1.41 0.866 0.6885 2.28	21.272	36.035
G_2	Venant de G_2 Plancher Poutre p Poutre s Poteau Escalier	9.1025 1.41 0.99 0.35*0.35 /	21.272 4.85 1.41 0.866 0.937 2.28	31.615	54.167
G_3	Venant de G_3 Plancher Poutre p Poutre s Poteau Escalier	9.1025 1.41 0.99 0.35*0.35 /	31.615 4.85 1.41 0.866 0.937 2.28	41.958	71.836
G_4	Venant de G_4 Plancher Poutre p Poutre s Poteau Escalier	9.1025 1.41 0.99 0.4*0.4 /	41.958 4.85 1.41 0.866 1.224 2.28	52.588	89.428
G_5	Venant de G_5 Plancher	9.1025	52.588 4.85	63.218	106.558

	<i>Poutre p</i>	<i>1.41</i>	<i>1.41</i>		
	<i>Poutre s</i>	<i>0.99</i>	<i>0.866</i>		
	<i>Poteau</i>	<i>0.4*0.4</i>	<i>1.224</i>		
	<i>Escalier</i>	<i>/</i>	<i>2.28</i>		
<i>G6</i>	<i>Venant de G6</i>		<i>63.218</i>		
	<i>Plancher</i>	<i>9.1025</i>	<i>4.85</i>		
	<i>Poutre p</i>	<i>1.41</i>	<i>1.41</i>	<i>74.173</i>	<i>123.664</i>
	<i>Poutre s</i>	<i>0.99</i>	<i>0.866</i>		
	<i>Poteau</i>	<i>0.45*0.45</i>	<i>1.549</i>		
	<i>Escalier</i>	<i>/</i>	<i>2.28</i>		
<i>G7</i>	<i>Venant de G7</i>		<i>74.173</i>		
	<i>Plancher</i>	<i>9.1025</i>	<i>4.85</i>		
	<i>Poutre p</i>	<i>1.41</i>	<i>1.41</i>	<i>85.128</i>	<i>140.629</i>
	<i>Poutre s</i>	<i>0.99</i>	<i>0.866</i>		
	<i>Poteau</i>	<i>0.45*0.45</i>	<i>1.549</i>		
	<i>Escalier</i>	<i>/</i>	<i>2.28</i>		
<i>G8</i>	<i>Venant de G8</i>		<i>85.128</i>		
	<i>Plancher</i>	<i>9.1025</i>	<i>4.85</i>		
	<i>Poutre p</i>	<i>1.41</i>	<i>1.41</i>	<i>96.083</i>	<i>157.967</i>
	<i>Poutre s</i>	<i>0.99</i>	<i>0.866</i>		
	<i>Poteau</i>	<i>0.45*0.45</i>	<i>1.549</i>		
	<i>Escalier</i>	<i>/</i>	<i>2.28</i>		
<i>G9</i>	<i>Venant de G9</i>		<i>96.083</i>		
	<i>Plancher</i>	<i>9.1025</i>	<i>4.85</i>		
	<i>Poutre p</i>	<i>1.41</i>	<i>1.41</i>	<i>107.402</i>	<i>175.537</i>
	<i>Poutre s</i>	<i>0.99</i>	<i>0.866</i>		
	<i>Poteau</i>	<i>0.5*0.5</i>	<i>1.913</i>		
	<i>Escalier</i>	<i>/</i>	<i>2.28</i>		
<i>G10</i>	<i>Venant de G10</i>		<i>107.402</i>		
	<i>Plancher</i>	<i>9.1025</i>	<i>4.85</i>		
	<i>Poutre p</i>	<i>1.41</i>	<i>1.41</i>	<i>120.983</i>	<i>196.121</i>
	<i>Poutre s</i>	<i>0.99</i>	<i>0.866</i>		
	<i>Poteau</i>	<i>0.5*0.5</i>	<i>2.55</i>		
	<i>Escalier</i>	<i>/</i>	<i>3.905</i>		

A la base :

$$G=120.983 \text{ t}$$

$$Q=21.863 \text{ t}$$

$$Nu=196.121 \text{ t}$$

Les calculs montrent que le poteau « P1 » est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale}=125.688 \text{ t}$$

$$Q_{totale}= 23.655 \text{ t}$$

II.5.1. Vérifications sur le poteau le plus sollicité (poteau 1) :

II.5.1.1. Vérification de la résistance :

• L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$N_u = 1.35 \times 125.688 + 1.5 \times 23.655 = 205.161 \text{ t}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_u a 10%, telle que : $N_u^{maj} = 1.1 \times 205.161 = 225.677 t$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Le tableau suivant résume la vérification de la résistance pour les poteaux carrées de tous les niveaux :

Tableau II.18. Vérification de la résistance.

Niveau	N_u (MN)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
RDC+ 1 ^{er} étage	2.256	0.25	9.024	14.2	Vérifiée
2+3+4 ^{ème} étage	1.767	0.2025	8.726	14.2	Vérifiée
5+6 ^{ème} étage	1.116	0.16	7.25	14.2	Vérifiée
7+8 ^{ème} étage	0.675	0.1225	5.510	14.2	Vérifiée
9+10 ^{ème} étage	0.219	0.09	2.433	14.2	Vérifiée

• **Vérification du flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit vérifier que l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B. 8. 2. 1)}$$

B : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton=1.5

γ_s : coefficient de sécurité des aciers=1.15

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau-la retombée de la poutre.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$.

D'après le BAEL91 on pose :

$$\frac{A_s}{B_r} = 1\% \rightarrow A_s = B_r \times 0.01$$

Or nous avons $B_r = (0.50 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = 0.2304 \text{ m}^2$

Le tableau suivant résume la vérification du flambement pour les poteaux de tous les niveaux :

Tableau II.19. Vérification du flambement des poteaux.

<i>Etage</i>	N_u^{maj} (KN)	L_f (m)	λ	α	B_r^{calc} (m ²)	B_r (m ²)	<i>vérification</i>
RDC	2256	2.716	18.86	0.803	0.127	0.2304	<i>vérifiée</i>
1	1988.83	2.002	13.90	0.824	0.1097	0.2304	<i>Vérifiée</i>
2+3+4	1767	2.002	15.411	0.818	0.0982	0.1849	<i>Vérifiée</i>
5+6	1116	2.002	17.338	0.810	0.0626	0.1444	<i>Vérifiée</i>
7+8	675	2.002	19.815	0.799	0.0384	0.1089	<i>Vérifiée</i>
9+10	219	2.002	23.117	0.782	0.0127	0.0784	<i>Vérifiée</i>

II.6. Conclusion :

D'après le prédimensionnement des éléments structuraux nous avons adopté les sections suivantes qui vérifient les conditions :

- ❖ Poutres principales (30x40) cm²
- ❖ Poutres secondaires (30x35) cm²
- ❖ Poteaux de RDC et 1^{er} étage (50x50) cm²
- ❖ Poteaux de 2,3 et 4^{ème} étages (45x45) cm²
- ❖ Poteaux de 5 et 6^{ème} étages (40x40) cm²
- ❖ Poteaux de 7 et 8^{ème} étages (35x35) cm²
- ❖ Poteaux de 9 et 10^{ème} étages (30x30) cm²

Chapitre III

Etude des

éléments secondaires

III. Etude des éléments secondaires :

III.1 Calcul des planchers :

III.1.1 Etudes des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

III.1.1.1 Méthodes de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire :

CBA93 (art B 6.2.2.1)

1. Domaine d'application :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2 \times G; 5 \text{ KN/m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

2. Application de la méthode :

- Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

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

$$. M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 \text{ dans une travée de rive.}$$

. La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

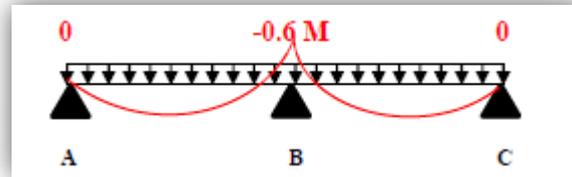


Fig. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

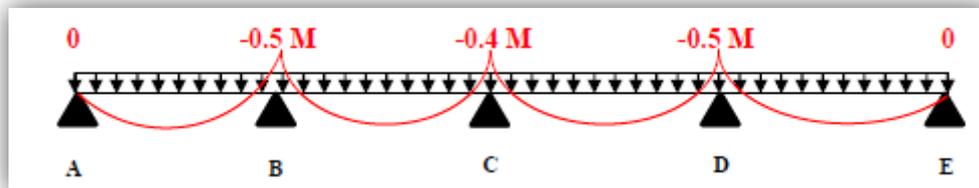


Fig. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G + Q)$$

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le *BAEL91* préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \max (M_0^1; M_0^2)$.

- **Evaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- 15% si c'est une poutre à deux travées.
- 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

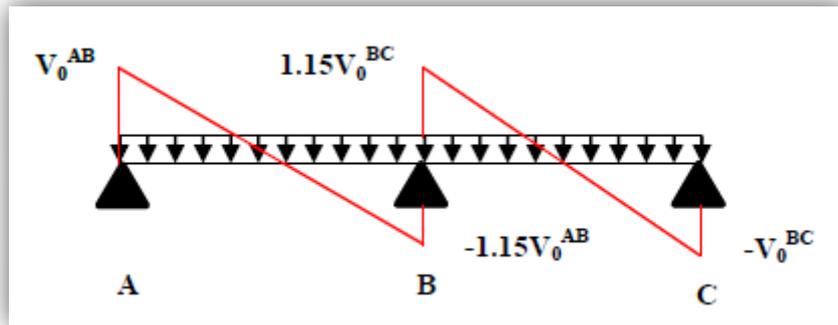


Fig. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

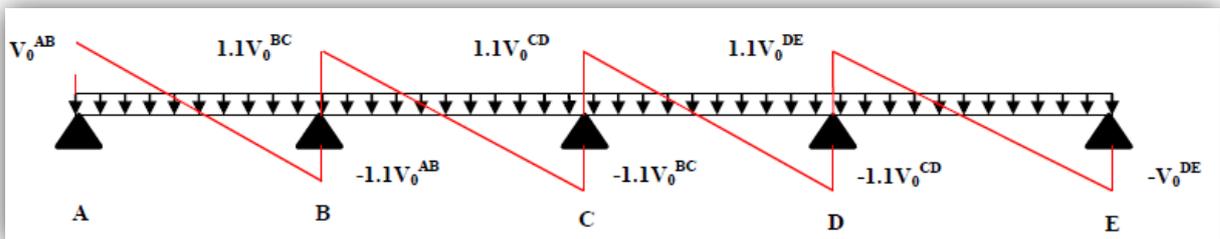


Fig. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

b) Méthode de Caquot :

CBA93 (art B 6.2.2.2)

La méthode de Caquot est applicable pour les planchers à surcharges élevées.

$$Q \geq \max (2G; 5KN/m^2)$$

• Evaluation des moments :

a).Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{p_u \times x}{2} \times (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{p_u \times l}$$

b).En appuis :

$$M_a = -\frac{p_g \times \acute{l}_g^3 + p_d \times \acute{l}_d^3}{8.5 \times (\acute{l}_g + \acute{l}_d)}$$

Tel que :

✓ \acute{l}_g et \acute{l}_d : longueurs fictives. Avec $\acute{l} = 0.8l$ pour une travée intermédiaire.

$\acute{l} = l$ pour une travée de rive.

- L'effort tranchant :

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l} \text{ avec } V_0 = \frac{p_u \times l}{2}$$

III.1.1.2 Types des poutrelles :

Les différents types de poutrelles sont :

Tableau III.1. Les Types de poutrelles.

Type	Schéma statique
1 ^{er} type Etage courant	
2 ^{eme} type Etage courant	
3 ^{eme} type Etage courant	
4 ^{eme} type Terrasse accessible	
5 ^{eme} type Terrasse inaccessible	

- Calcul des charges revenant aux poutrelles :

A l'ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$

A l'ELS : $q_s = (G + Q) \times 0.65$

❖ Plancher terrasse accessible :

$G = 6.15 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$q_u = (1.35 \times 6.15 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.86 \text{ KN/ml}$

$$q_s = (6.15 + 1.5) \times 0.65 = 4.97 \text{ KN/ml}$$

❖ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 5.75 \text{ KN/m}^2, Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 \times 5.75 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.02 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (5.75 + 1) \times 0.65 = 4.39 \text{ KN/ml}$$

❖ Plancher étage courant :

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2, Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.14 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (5.33 + 1.5) \times 0.65 = 4.44 \text{ KN/ml}$$

Exemples de calcul :

• Application de la méthode forfaitaire pour le premier type de poutrelles :

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type 1).

a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq \min\left(2 \times 5.33; 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$ vérifiée.
- $I = \text{constant}$ vérifiée.
- $0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$ donc $0.8 \leq 1.19 \leq 1.25$ vérifiée.
- $F.P.N$ vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

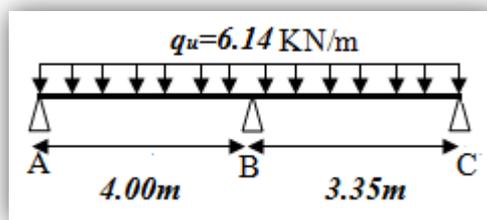


Fig. III.5. Poutrelle type 1.

b. calcul des sollicitations :

À l'ELU :

$$q_u = 6.14 \text{ KN/m}$$

qu : la charge transmise à la poutrelle à l'ELU.

À l'ELS :

$q_s = 4.44 \text{ KN/m}$

q_s : la charge transmise à la poutrelle à L'ELS.

• Calcul des moments isostatique :

Le tableau suivant résume les moments en travées.

Tableau III.2. Les moments isostatiques max en travées.

Travée	M ₀ (ELU) (KN.m)	M ₀ (ELS) (KN.m)
A-B	12.28	8.88
B-C	8.61	6.22

• Moments aux appuis :

$M_A = M_C = 0$

À l'ELU :

$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(12.28 ; 8.61) = -7.388 \text{ KN.m}$

À l'ELS :

$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(8.88 ; 6.22) = -5.328 \text{ KN.m}$

• Les moments en travées :

$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.33} = 0.22$

$(1 + 0.3\alpha) = (1 + 0.3 \times 0.22) = 1.066$

$\frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} = \frac{(1.2 + 0.3 \times 0.22)}{2} = 0.76$

À l'ELU :

Travée AB :

$M_t + \frac{0 + 7.388}{2} \geq 1.066 \times 12.28 \dots \dots \dots (1).$

$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 12.28 \dots \dots \dots (2).$

$M_t \geq 9.406 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (1)$

$M_t \geq 7.773 \text{ KN.m} \dots \dots \dots (2)$

$M_t = \max(9.406 ; 7.773).$

$M_t = 9.406 \text{ KN.m}$

Travée BC :

$$M_t + \frac{7.368 + 0}{2} \geq 1.066 \times 8.613 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 8.613 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 5.497 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 5.452 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(5.497 ; 5.452)$$

$$M_t = 5.497 \text{ KN.m}$$

A l'ÉLS :

Travée AB :

$$M_t + \frac{0 + 5.328}{2} \geq 1.066 \times 8.88 \dots\dots\dots (1).$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 8.88 \dots\dots\dots (2).$$

$$M_t \geq 5.621 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 6.802 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(5.621; 6.802).$$

$$M_t = 6.802 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_t + \frac{5.328 + 0}{2} \geq 1.066 \times 6.22 \dots\dots\dots (1).$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 6.22 \dots\dots\dots (2).$$

$$M_t \geq 3.967 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 3.975 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(3.967; 3.975).$$

$$M_t = 3.975 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$V_0 = \frac{q_u \times L}{2}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.14 \times 4}{2} = 12.28 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{6.14 \times 4}{2} = -14.122 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.14 \times 3.35}{2} = 11.827 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{-6.14 \times 3.35}{2} = -10.284 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.3.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Type 1	AB	4.00	6.14	12.28	0	-7.388	9.406	12.28	-14.12
	BC	3.35	6.14	8.61	-7.388	0	5.497	11.827	-10.28

Tableau III.4.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Type 1	AB	4.00	4.44	8.88	0	-5.328	6.802
	BC	3.35	4.44	6.22	-5.328	0	3.975

- Application de la méthode de Caquot pour le deuxième type:

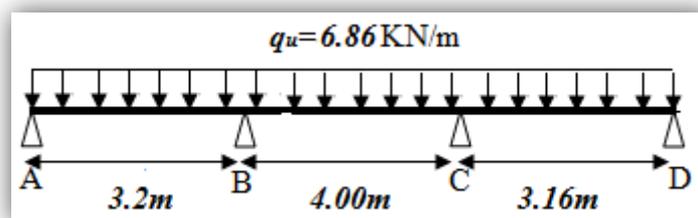


Fig. III.6. Poutrelle type 4.

On applique la méthode Caquot minoré car la condition suivante n'est pas vérifiée.

$$0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25 \text{ donc } \frac{L_i}{L_{i+1}} = 1.27 \geq 1.25.$$

En remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis :

$$\hat{G} = \frac{2}{3} G$$

Alors :

$$\hat{G} = \frac{2}{3} \times 6.15 = 4.1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 \times \hat{G} + 1.5 \times Q) \times 0.65 = (1.35 \times 4.1 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 5.06 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (\hat{G} + Q) \times 0.65 = (4.1 + 1.5) \times 0.65 = 3.64 \text{ KN/m}$$

A l'ELU :

• **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -\frac{p_g \times l_g^3 + p_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

$$l_d = 0.8 \times 4 = 3.2 \text{ m}$$

$$l_g = 3.2 \text{ m}$$

$$M_B = \frac{-5.06 \times (2 \times 3.2^3)}{8.5 \times 2 \times 3.2} = -6.096 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -\frac{p_g \times l_g^3 + p_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

$$l_g = 0.8 \times 4 = 3.2 \text{ m}$$

$$l_d = 3.16 \text{ m}$$

$$M_c = -6.021 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travée :**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{q_u \times x}{2} \times (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u \times l}$$

Travée AB :

$$x = \frac{3.2}{2} - \frac{0 + 6.096}{6.86 \times 3.2} = 1.322m$$

$$M_0(x) = \frac{6.86 \times 1.322}{2} \times (3.2 - 1.322) = 8.516 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 8.516 + \left(-6.096 \times \frac{1.322}{3.2}\right) = 5.996 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{4}{2} - [6.096 + 6.021/6.86 \times 4] = 2.003m$$

$$M_0(x) = \frac{6.86 \times 2.003}{2} \times (4 - 2.003) = 13.72 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 13.72 - 6.096 \times \left(1 - \frac{2.003}{4}\right) - 6.021 \times \frac{2.003}{4} = 7.66 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{3.16}{2} - \frac{-6.021 - 0}{6.86 \times 3.16} = 1.858m$$

$$M_0(x) = \frac{6.86 \times 1.858}{2} \times (3.16 - 1.858) = 8.298 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 8.298 - 6.021 \times \left(1 - \frac{1.858}{3.16}\right) = 5.817 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$V = \frac{q_u \times L_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{L_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.86 \times 3.2}{2} + \frac{-6.096 - 0}{3.2} = 9.069 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.86 \times 3.2}{2} + \frac{-6.096 - 0}{3.2} = -12.881 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.86 \times 4}{2} + \frac{-6.021 + 6.096}{4} = 13.737 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.86 \times 4}{2} + \frac{-6.021 + 6.096}{4} = -13.699 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$V_C = \frac{6.86 \times 3.16}{2} + \frac{0 + 6.021}{3.16} = 12.744 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.86 \times 3.16}{2} + \frac{0 + 6.021}{3.16} = -8.932 \text{ KN}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.5.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 4).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.2	6.86	8.516	0	-6.096	5.996	9.069	-12.881
	BC	4.00	6.86	13.72	-6.096	-6.021	7.66	13.737	-13.699
	CD	3.16	6.86	8.298	-6.021	0	5.816	12.744	-8.932

Tableau III.6.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 4).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.20	4.973	6.173	0	-4.385	4.362
	BC	4.00	4.973	9.946	-4.385	-4.331	5.588
	CD	3.16	4.973	6.015	-4.331	0	4.231

Les résultats de calcul à l'ELU et à l'ELS pour les poutrelles de type 2 avec la méthode forfaitaire.

Tableau III.7.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type 2).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	3.2	6.14	7.859	0	-6.14	5.308	9.824	-10.806
	BC	4.00	6.14	12.28	-6.14	-6.14	6.95	13.508	-13.508
	CD	3.35	6.14	8.613	-6.14	0	6.111	4.312	-10.285

Tableau III.8.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 2).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	3.20	4.44	5.638	0	-4.44	3.838
	BC	4.00	4.44	8.88	-4.44	-4.44	5.026
	CD	3.35	4.44	6.228	-4.44	0	4.19

Les résultats de calcul à l'ELU et à l'ELS pour les poutrelles de type avec la méthode forfaitaire.

Tableau III.9.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type 3).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	4	6.14	12.28	0	0	12.28	12.28	-12.28

Tableau III.10.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 3).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	4.00	4.44	8.88	0	0	8.88

Les résultats de calcul à l'ELU et à l'ELS pour les poutrelles de type 5 avec la méthode forfaitaire.

Tableau III.11.Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 5).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	4.00	6.02	12.042	0	-7.225	9.032	12.042	-13.848
	BC	3.35	6.02	8.445	-7.225	0	5.256	11.597	-10.085

Tableau III.12.Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 5).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	4.00	4.39	8.776	0	-5.266	6.582
	BC	3.35	4.39	6.156	-5.266	0	3.831

• Ferrailage des poutrelles:

Exemple de calcul étage courant: poutrelle de type 1

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 9.406 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -7.388 \text{ KN.m} \\ M_a^r = -0.15 \times \max(M_0^1; M_0^2) = -0.15 \times 12.28 = -1.842 \text{ KN.m} \\ V = 14.12 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ En travée :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{Tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.05907 \text{ MN.m} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 9.406 \text{ KN.m} < 59.072 \text{ KN.m}$$

Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.406 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0314 < \mu_L = 0.392$$

Donc $A' = 0$

$\mu_{bu} < 0.186$ alors Pivot A

$$\varepsilon_{st} = 10^0/_{00}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA} \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0398$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0398) = 0.177m$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{9.406 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.52cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left[\frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right] \leq A_{calculée}$$

$$A_{min} = \left[\frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} \right] = 1.41cm^2 ; A_t > A_{min} \quad \text{condition vérifiée}$$

On opte pour 2HA10 avec $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **Appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_u = 7.388 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.388 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.159 < \mu_L = 0.392 \text{ donc } \dot{A} = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \text{ , Pivot A ; } \varepsilon_{st} = 10^0/_{00} \text{ , } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA} \text{ ,}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.218$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.218) = 0.164m$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{7.388 \times 10^{-3}}{0.164 \times 348} = 1.29cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left[\frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \right] \leq A_{calculée}$$

$$A_{min} = \left[\frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} \right] = 0.21cm^2 ; A_a > A_{min} \quad \text{condition vérifiée}$$

On opte pour 1HA8+1HA10 avec $A_a = 1.29cm^2$

➤ Appuis de rive:

$$M_u = 1.842 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.842 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.04 < \mu_L = 0.392 \text{ donc } \dot{A} = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186, \text{ Pivot A; } \varepsilon_{st} = 10 \text{ }^0/_{00}, \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA},$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.051$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.051) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{1.842 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 0.3 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left[\frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \right] \leq A_{calculée}$$

$$A_{min} = \left[\frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} \right] = 0.21 \text{ cm}^2; A_a > A_{min} \quad \text{condition vérifiée.}$$

On opte pour 1HA8 avec $A_s = 0.5 \text{ cm}^2$

Vérifications à ELU :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] = \min \left[0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPA} \right] = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V_{max} = 14.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{14.12 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.784 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

• Ferrailage transversal :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_L \right]$$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale.

$$\Phi_t \leq \min \left[\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 8 \right] = 5.714 \text{ mm donc on opte pour } \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

Un étrier Φ_6 qui donne une section d'armatures transversales $A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

• **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1) S_t \leq A_t \times \frac{0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K)} \quad \text{CBA93(Art A. 5.1.2.2)}$$

$$2) S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm})$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$$

{ Flexion simple.
 { Fissuration peut nuisible $K=1$.
 { Pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

$$S_t \leq 0.57 \times \frac{0.8 \times 400 \times (\sin 90 + \cos 90)}{0.1 \times (0.784 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 118.44\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16.5\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} = 57\text{cm}$$

$S_t = \min(1; 2; 3)$ donc on opte pour $S_t = 15\text{cm}$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table - nervure :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{BAEL 91(ArtA. 5. 3. 2)}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \times 14.12}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.92 < 3.33\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

• **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e}$$

$$A_s = 1.57 + 0.5 = 2.07\text{cm}^2 \quad \text{alors que } \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{14.12 \times 10^{-3}}{400} = 0.406\text{cm}^2$$

Donc $A_s > 0.406\text{cm}^2 \dots \dots \dots \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Appuis intermédiaire :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{V_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 1.29 + 0.5 = 1.79 \text{ cm}^2 \quad \text{alors que}$$

$$\frac{V_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \times \left(14.12 - \frac{7.358}{0.9 \times 0.18} \right) = 0.899 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s > 0.899 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.18 = 0.162 \text{ m}$$

$$0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 0.108 \text{ MN}$$

$$V_u = 0.01412 \text{ MN} < 0.108 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Le tableau suivant illustre les choix des armatures pour les différents types des poutrelles :

Tableau III.13. Les choix des armatures pour les différents types des poutrelles.

Type de poutrelle	A_{lt} (cm^2)	A_a^{int} (cm^2)	A_a^{rive} (cm^2)	A_t (cm^2)	Choix des armatures				
RDC + Etage courant					Armatures longitudinales			Armatures transversales	
					En travée	Appui interm	Appui de rive		
1	1.53	1.29	0.3	0.57	2HA10 = 1.57 cm^2	1HA10+1 HA8 = 1.29 cm^2	1HA8 = 0.50 cm^2	Un étrier $\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$	
2	1.12	1.06	0.3	0.57	2HA10 = 1.57 cm^2	1HA10+1 HA8 = 1.29 cm^2			
3	2	/	0.3	0.57	2HA12 = 2.26 cm^2	/			
Terrasse									
4	1.11	1.05	0.29	0.57	2HA10 = 1.57 cm^2	1HA10+1 HA8 = 1.29 cm^2			
5	1.47	1.27	0.29	0.57	2HA10 = 1.57 cm^2	1HA10+1 HA8 = 1.29 cm^2			

Vérifications à l'ELS : les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.

Remarque :

Dans les calculs à L'ELU, on a trouvé $A'=0$ sauf que dans notre cas nous avons des aciers de montage ou bien de forme (une barre de diamètre 8 mm) donc pendant les calculs on prend $A'=0.50 \text{ cm}^2$

• Etat limite d'ouverture des fissures :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} + 0.6 \times 25 = 15 \text{MPA}$$

En travée :

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{0.1 \times 0.04}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$= 1.903 \times 10^{-4} \text{m}$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression), donc on calcule avec une section rectangulaire $b \times h$.

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_{sc} \times (y - d) - 15 \times A_{st} \times (d - y)$$

$$32.5y^2 + 31.05y - 408.9 = 0$$

Après résolution de l'équation : $y = 3.1 \text{cm}$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_{sc} \times (y - d) + 15 \times A_{st} \times (d - y)^2$$

$$I = 8153.7 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{6.802 \times 10^{-3}}{8153.7 \times 10^{-8}} \times 3.1 \times 10^{-2} = 2.586 \text{MPA}$$

Donc $\sigma_{bc} = 2.586 \text{MPA} < 15 \text{MPA}$condition vérifiée.

En appuis intermédiaires :

$$M_s = -5.328 \text{ KN.M}$$

Position de l'axe neutre :

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 - 15 \times A_{st} \times (d - y) = 0$$

$$5 \times y^2 + 19.35 \times y - 348.3 = 0 \text{ donc } y = 6.63 \text{ cm}$$

Calcul de I:

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_{st} \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 6.63^3}{3} + 15 \times 1.29 \times (18 - 6.63)^2 = 6314.408 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.328}{6314.408 \times 10^{-8}} \times 6.63 \times 10^{-2} = 4 \text{ MPA}$$

Donc $\sigma_{bc} = 4 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA}$condition vérifiée.

• Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Evaluation de la flèche :

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL et de CBA93 stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

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

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

$$\triangleright \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : Hauteur de la poutrelle.

L : Longueur de la travée.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique de cette travée.

A : Section des armatures choisies.

On a :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8cm$$

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.

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

• Evaluation des moments en travée :

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

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

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

• Propriété de la section :

$$y = 3.1cm, I = 8153.7 cm^4$$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st}d + A_{sc}\hat{d})}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = 6.27cm$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + b_0 \frac{(h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st}(d - v)^2 + 15A_{sc}(v - \hat{d})^2$$

$$I_0 = 17346.93 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0.0087$$

• Calcul des déformations E_i et E_v :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$E_i = 32164.20 \text{ MPA}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_v = \frac{E_i}{3}$$

$E_v = 10721.4 \text{ MPA}$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

• Contraintes :

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

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• Inerties fictives (I_f) :

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

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

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

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times If_{ip}} ;$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times If_{vg}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.85 = 2.502 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.33 = 3.464 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65(5.33 + 1.5) = 4.440 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 3.753 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 5.196 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 6.66 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = 4.903$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.961$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{3.753 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.031)}{8153.7 \times 10^{-8}} = 102.872 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5.196 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.031)}{8153.7 \times 10^{-8}} = 142.426 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{6.66 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.031)}{8153.7 \times 10^{-8}} = 182.556 \text{ MPA}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0087 \times 102.872 + 2.1} = 0.36 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0087 \times 142.426 + 2.1} = 0.48 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0087 \times 182.556 + 2.1} = 0.56 > 0$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 17346.93}{1 + 4.903 \times 0.36} = 6.9 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 17346.93}{1 + 4.903 \times 0.48} = 5.69 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 17346.93}{1 + 4.903 \times 0.56} = 5.09 \times 10^{-5} m^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 17346.93}{1 + 1.961 \times 0.48} = 9.82 \times 10^{-5} m^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.753 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 6.9 \times 10^{-5}} = 0.0027m$$

$$f_{gi} = \frac{5.196 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 5.69 \times 10^{-5}} = 0.00454m$$

$$f_{pi} = \frac{6.66 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 32164.2 \times 5.09 \times 10^{-5}} = 0.00651m$$

$$f_{gv} = \frac{5.196 \times 10^{-3} \times 4^2}{10 \times 10721.4 \times 9.82 \times 10^{-5}} = 0.00789m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00789 - 0.0027 + 0.00651 - 0.00454$$

$$\Delta f_t = 0.00786m = 0.786cm < 0.8cm \dots \dots \dots \text{flèche vérifiée.}$$

Le tableau suivant récapitule les flèches des différents types des poutrelles :

Tableau III.14. Evaluation de la flèche pour les types de poutrelles.

Type de poutrelle	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	observation
1	0.786	0.8	Vérifiée
2	0.786	0.8	Vérifiée
3	0.575	0.8	Vérifiée
4	1.028	0.8	Non vérifiée
5	6.01	0.8	Non vérifiée

Remarque :

Pour la poutrelle de type 4 et 5 la flèche calculée est supérieure à la flèche admissible donc on augmente la section d'acier.

Les nouvelles sections sont :

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3HA10$$

$$A_{sc} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2HA10$$

Les résultats de calcul après augmentation de la section d'acier sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.15. Evaluation finale de la flèche pour les types de poutrelles.

Type de poutrelle	Δf (cm)	f_{adm} (cm)	observation
1	0.786	0.8	vérifiée
2	0.786	0.8	vérifiée
3	0.575	0.8	vérifiée
4	0.753	0.8	vérifiée
5	0.601	0.8	Vérifiée

Le tableau suivant récapitule les choix d'armatures finales pour les poutrelles après vérification.

Tableau III.16. Ferrailage finale des poutrelles.

Type de poutrelle	A_{lt} (cm ²)	A_a^{int} (cm ²)	A_a^{rive} (cm ²)	A_t (cm ²)	Choix des armatures				
					Armatures longitudinales			Armatures transversales	
RDC + Etage courant					En travée	Appui interm	Appui de rive		Un étrier $\phi_6 = 0.57$ cm ²
1	1.53	1.29	0.3	0.57	2HA10 = 1.57 cm ²	1HA10+1 HA8 = 1.29 cm ²	1HA8 = 0.50 cm ²		
2	1.12	1.06	0.3	0.57	2HA10 = 1.57 cm ²	1HA10+1 HA8 = 1.29 cm ²			
3	2	/	0.3	0.57	2HA12 = 2.26 cm ²	/			
Terrasse									
4	1.11	1.05	0.29	0.57	3HA10 = 2.36 cm ²	2HA10 = 1.57 cm ²			
5	1.47	1.27	0.29	0.57	2HA10 = 1.57 cm ²	1HA10+1 HA8 = 1.29 cm ²			

Tableau III.17. Ferrailage des poutrelles.

Type de poutrelle	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
1+2+5			
3			
4			

- Ferrailage de la dalle de compression :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$f_e = 235\text{MPa}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right)$$

CBA93 (B. 6.8.4.2.3)

$$5\text{TS6/ml} = 1.41\text{cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.1}{2} = 0.55 \left(\frac{cm^2}{ml} \right)$$

$3TS6/ml = 0.85cm^2$ On opte pour un $T.S \phi 5 (150 \times 150)$ pour la facilité de la mise en œuvre.

$S_{t\perp} = 15cm < 20cm \Rightarrow$ condition vérifiée.

$S_{t\parallel} = 15cm < 30cm \Rightarrow$ condition vérifiée.

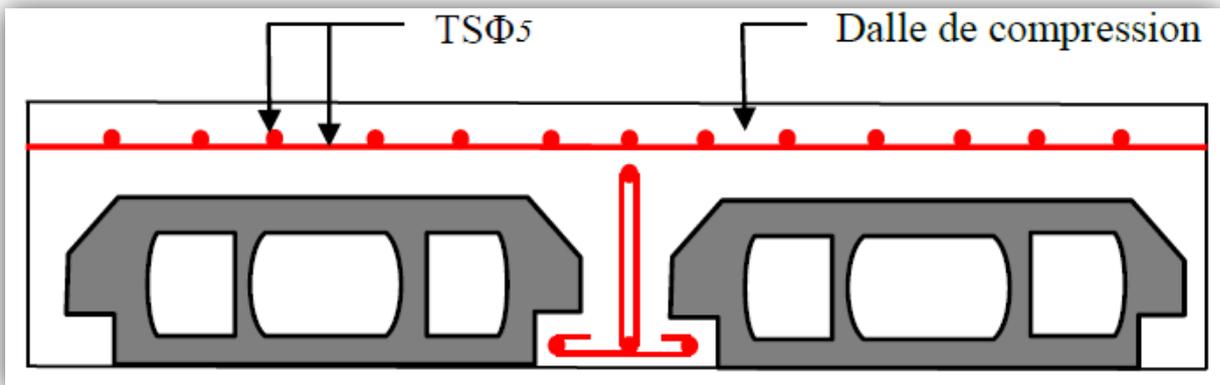


Fig. III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

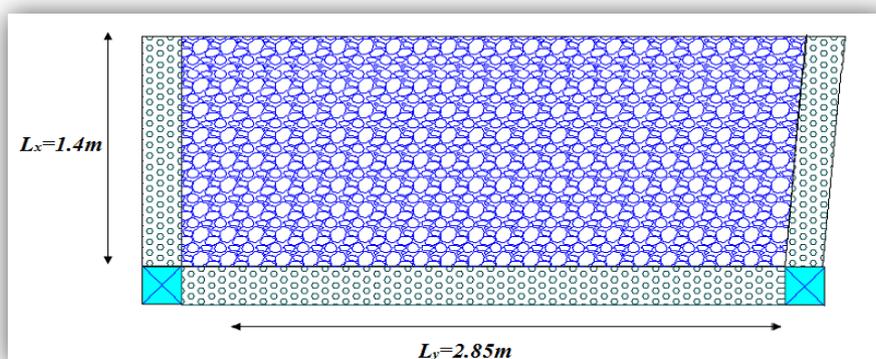
III.2 Dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm.

III.2.1 Dalles pleines sur 3 appuis.

$$L_x = 1.4m, \quad L_y = 2.85m$$



$$\frac{l_y}{2} = \frac{2.85}{2} = 1.425m > l_x$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{ql_x^2 l_y}{2} - \frac{2}{3} \times ql_x^3 \\ M_{0y} = \frac{ql_x^3}{6} \end{cases}$$

1) Les sollicitations:

$$G = 4.31 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4.31 + 1.5 \times 3.5 = 11.068 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 4.31 + 3.5 = 7.81 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELU :

$$M_0^x = \frac{11.068 \times 1.4^2 \times 2.85}{2} - \frac{2}{3} \times 11.068 \times 1.4^3 = 10.66 \text{ m}$$

$$M_0^y = \frac{11.068 \times 1.4^3}{6} = 5.061 \text{ KN.m}$$

En travées :

$$M_t^x = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 10.66 = 9.066 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_0^y = 0.85 \times 5.061 = 4.301 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 10.66 = -5.33 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures en travée :

Le calcul se fait à la flexion simple.

2) Calcul des armatures

Selon L_x :

$$\text{En travée : } M_t^x = 9.066 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.066 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.2} = 0.0639 \rightarrow \mu_{bu} < 0.392 \rightarrow A \hat{=} 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \varepsilon_{sc} = 10^0/00 \rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 0.25 \times \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} = 0.0827$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.0967 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{f_{st} \times Z} = \frac{0.020573}{348 \times 0.0922} = 2.696 \times 10^{-4} m^2 \rightarrow A_t^x = 2.7 cm^2$$

On opte pour $A_x^t = 4HA10 = 3.14 cm^2/ml$

Condition de non fragilité

$$e = 12 cm$$

$$\rho = 0.49$$

$$\rho_0 = 0.0008 \quad \text{pour } f_{e400}$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.49) \times 1 \times 0.12 = 1.2 cm^2$$

Donc $A_t^x > A_x^{min}$ condition vérifiée

Selon L_y :

En travée : $M_t^y = 4.301 KN.m$

$$\mu_{bu} = 0.03 < 0.392 \rightarrow \hat{A} = 0$$

$$\alpha = 0.25 \times \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} = 0.038$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A \rightarrow \epsilon_{sc} = 10^0/00 \rightarrow f_{st} = 348 MPA$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.098 m$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{f_{st} \times Z} = 1.26 cm^2$$

On opte pour $A_t^y = 4HA8 = 2.01 cm^2/ml$

Condition de non fragilité :

$$e = 12 cm$$

$$\rho = 0.49$$

$$\rho_0 = 0.0008 \quad f_{e400}$$

$$A_y^{min} = b \times e \times \rho_0 = 100 \times 12 \times 0.0008 = 0.96 cm^2$$

$A_t^y > A_y^{min}$ condition vérifiée.

3) Calcul de l'espacement :

Sens $\parallel l_x$:

$$S_t \leq \min(3e, 33cm) = 33cm \quad \text{on opte pour } S_t = 25cm$$

Sens // l_y :

$$S_t \leq \min(4e, 44cm) = 44cm \quad \text{on opte pour } S_t = 25cm$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Ferrailage de la dalle sur 3 appuis (balcon1).

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A choisit (cm ² / ml)	S _t (cm)
X	9.066	0.0639	0.0827	0.0967	2.7	1.2	4HA10=3.14	25
Y	4.301	0.03	0.038	0.098	1.26	0.96	4HA8=2.01	25
En appui								
X et Y	0.533	0.0376	0.0480	0.0981	1.56	1.2	4HA8=2.01	25

4) Vérifications :

• **A l'ELU :**

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

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11.068 \times 1.4}{2} \times \frac{2.85^4}{1.4^4 + 2.85^4} = 7.32KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = \frac{7.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.073MPA$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.25MPA$$

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

A l'ELS :

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

$$q_s = G + Q = 4.31 + 3.5 = 7.81 KN/m^2$$

$$M_0^x = 7.526KN.m$$

$$M_0^y = 3.572 \text{ KN.m}$$

Alors : $M_t^x = 6.397 \text{ KN.m}$

$$M_t^y = 3.036 \text{ KN.m}$$

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

Telle que y est calculé à partir de la formule suivante :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$y = 4.51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6127.56 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.397 \times 10^{-3}}{6127.56 \times 10^{-8}} \times 0.0451 = 4.71 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{6.397 \times 10^{-3}}{6127.56 \times 10^{-8}} (0.1 - 0.0451) = 85.97 \text{ MPA} < 348 \text{ MPA}$$

➤ **La flèche :**

-sens x-x :

$$\frac{h_t}{l_x} > \frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}} \Rightarrow \frac{12}{140} = 0.086 > \frac{6.397}{20 \times 7.526} = 0.0425$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 10} = 0.00314 < 0.105$$

Les deux conditions sont satisfaites donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

-sens y-y :

$$\frac{h_t}{l_y} > \frac{M_t^y}{20 \times M_{0y}} \Rightarrow \frac{12}{285} = 0.042 > \frac{3.036}{20 \times 3.572} = 0.042$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.01}{100 \times 10} = 0.00201 < 0.105$$

La première condition n'est pas vérifiée, d'où la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.19. Evaluation finale de la flèche pour la dalle sur 3 appuis(balcon1).

Sens	M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gi} (mm)	Δf_t (mm)	f_{lim} (mm)
y-y	1.1662	1.6754	3.0336	0.7683	0.1782	0.4641	0.2561	0.79808	5.7

Le tableau suivant résume le ferrailage des différentes dalles pleines sur 3 appuis.

Tableau III.20. Ferrailage des dalles sur 3 appuis.

L_x (m)	A_s^x (cm ²)	A_{adop}^x (cm ²)	A_s^y (cm ²)	A_{adop}^y (cm ²)	A_a (cm ²)	A_{adop}^a (cm ²)	St_x (cm)	St_y (cm)	St_a (cm)	Δf_x Δf_y (mm)	f_{adm} (mm)
Balcon 1											
1.4 2.85	2.7	4HA10= 3.14	1.26	4HA8= 2.01	1.56	4HA8= 2.01	25	25	25	/ 0.798	/ 5.7
Balcon 2											
1.4 1.8	0.66	3HA8 = 1.51	0.89	3HA8 = 1.51	0.52	3HA8 = 1.51	33	33	33	/ /	/ /
Balcon 3											
1.1 4.4	5.12	5HA12= 5.65	0.6	3HA8 = 1.51	2.93	4HA10= 3.14	20	33	25	0.9 0.93	2.2 8.8
Balcon 4											
0.6 2.66	0.92	3HA8 = 1.51	0.097	3HA8 = 1.51	0.54	3HA8 = 1.51	33	33	33	/ /	/ /
Balcon 5											
0.6 3.5	1.34	4HA8= 2.01	0.097	3HA8 = 1.51	0.47	3HA8 = 1.51	25	33	33	/ 0.096	/ 7
Balcon 6											
0.65 3.5	1.53	4HA8= 2.01	0.124	3HA8= 1.51	0.53	3HA8 = 1.51	25	33	33	/ 1.12	/ 7
Balcon7											
1.53 2.1	1.06	4HA8= 2.01	1.26	4HA8= 2.01	0.73	3HA8 = 1.51	25	25	33	/ /	/ /
Balcon8											
1.53 3.57	5.17	5HA12= 5.65	1.65	4HA8= 2.01	1.75	4HA8= 2.01	20	25	25	1.76 1.98	3.06 7.14
Dalle pleine a coté de l'ascenseur											
1.95 2.00	0.55	4HA8= 2.01	1.07	4HA8= 2.01	0.37	4HA8= 2.01	25	25	25	/ /	/ /

5) schémas de ferrailage :

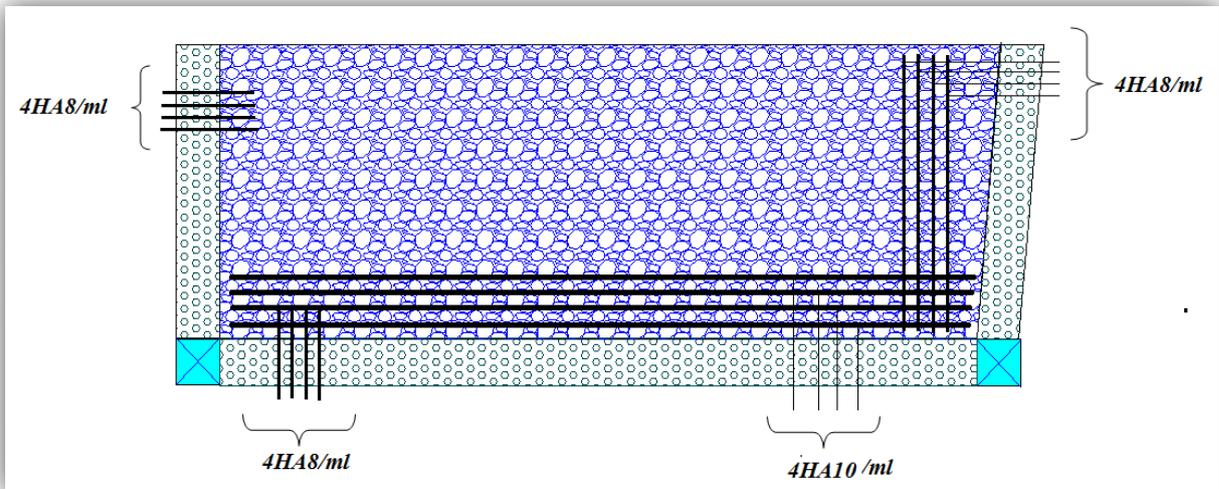


Fig. III.7. Schéma de ferrailage de balcon1.

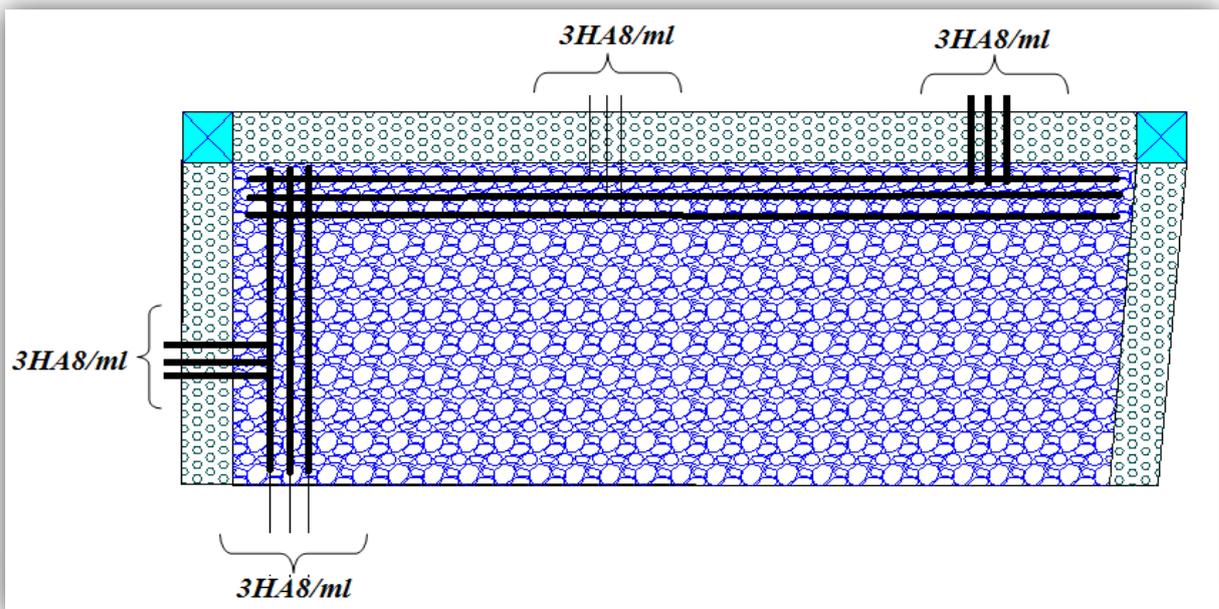


Fig. III.8. Schéma de ferrailage de balcon2.

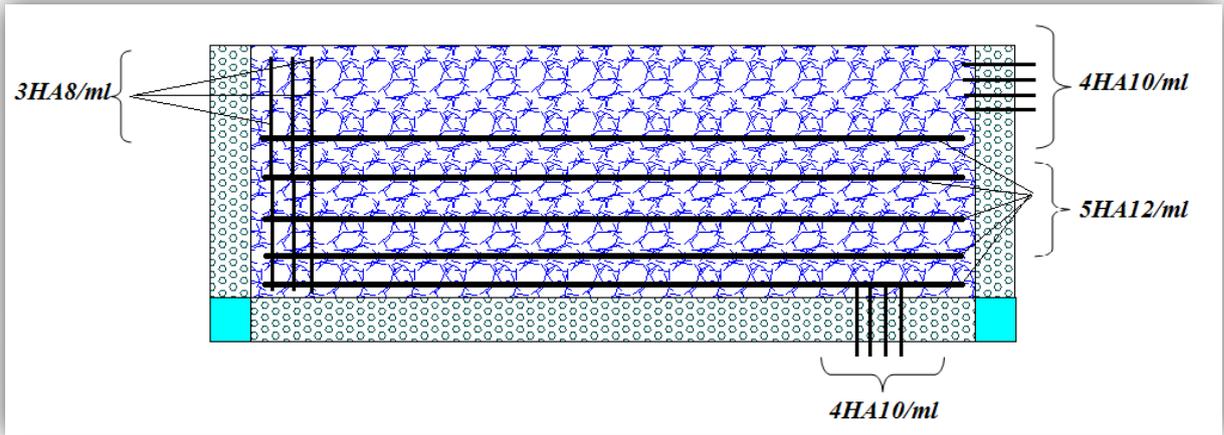


Fig. III.9. Schéma de ferrailage de balcon3.

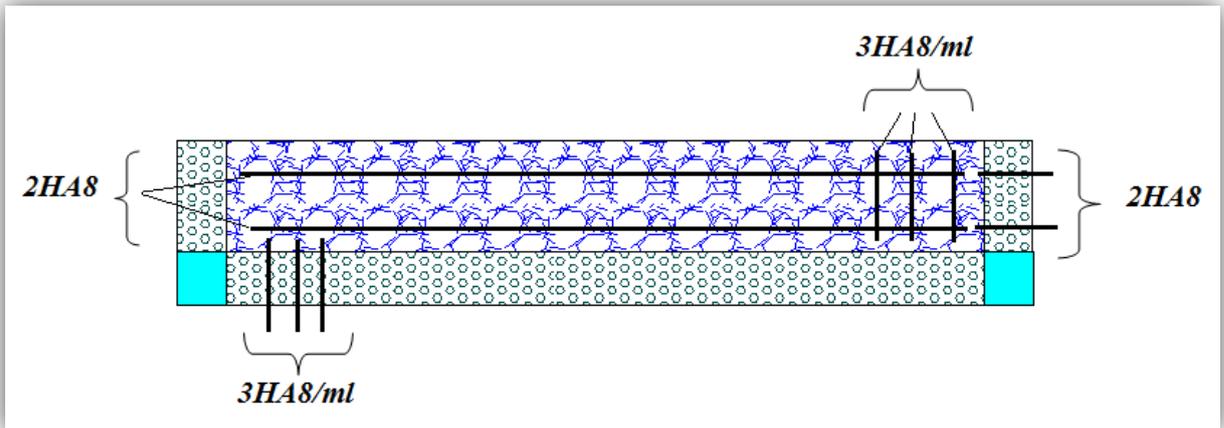


Fig. III.10. Schéma de ferrailage de balcon4.

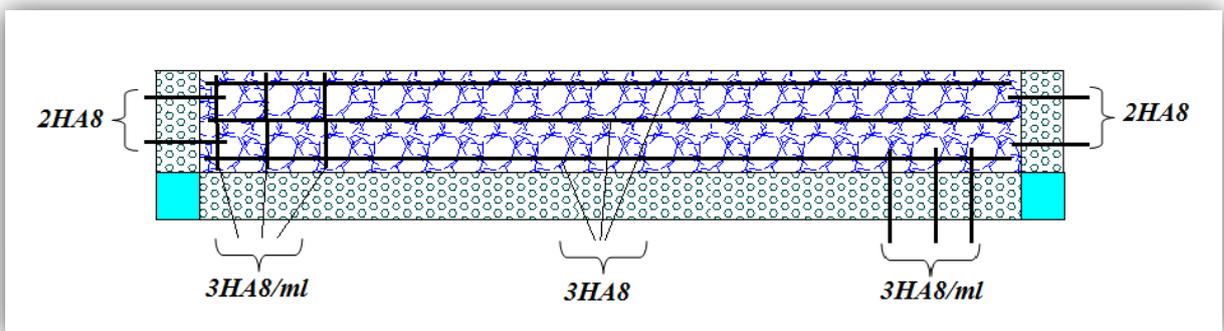


Fig. III.11. Schéma de ferrailage de balcon5.

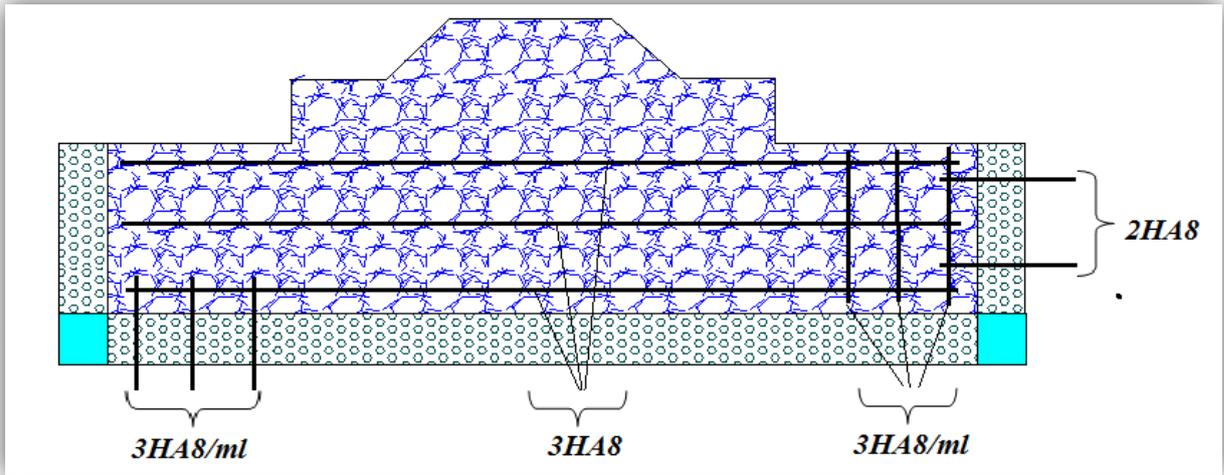


Fig. III.12. Schéma de ferrailage de balcon6.

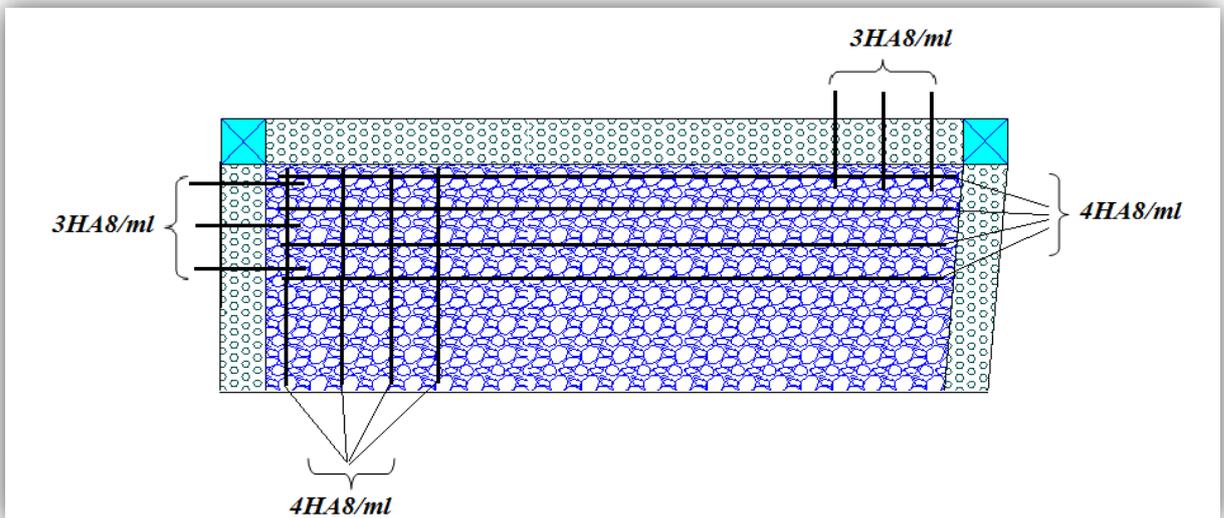


Fig. III.13. Schéma de ferrailage de balcon7.

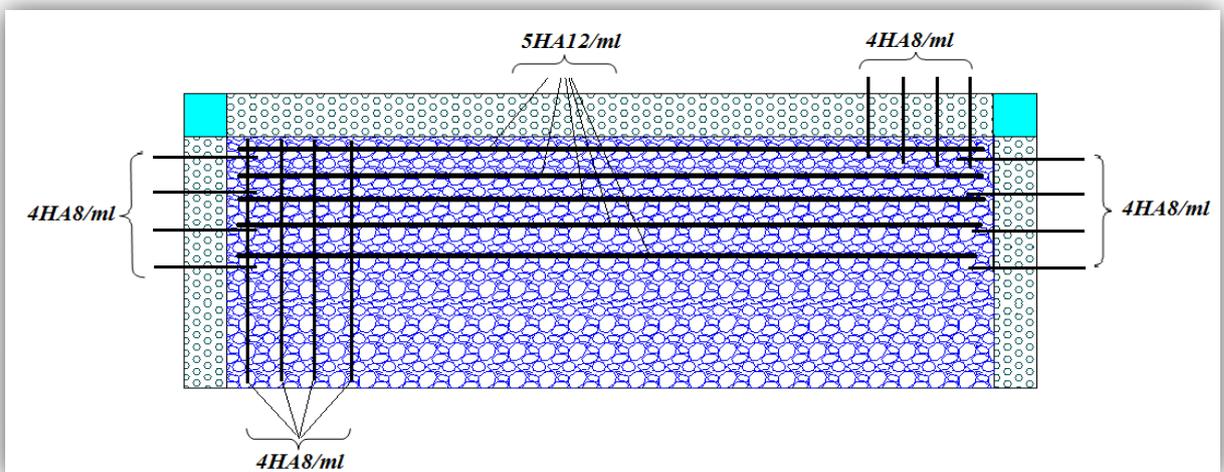


Fig. III.14. Schéma de ferrailage de balcon8.

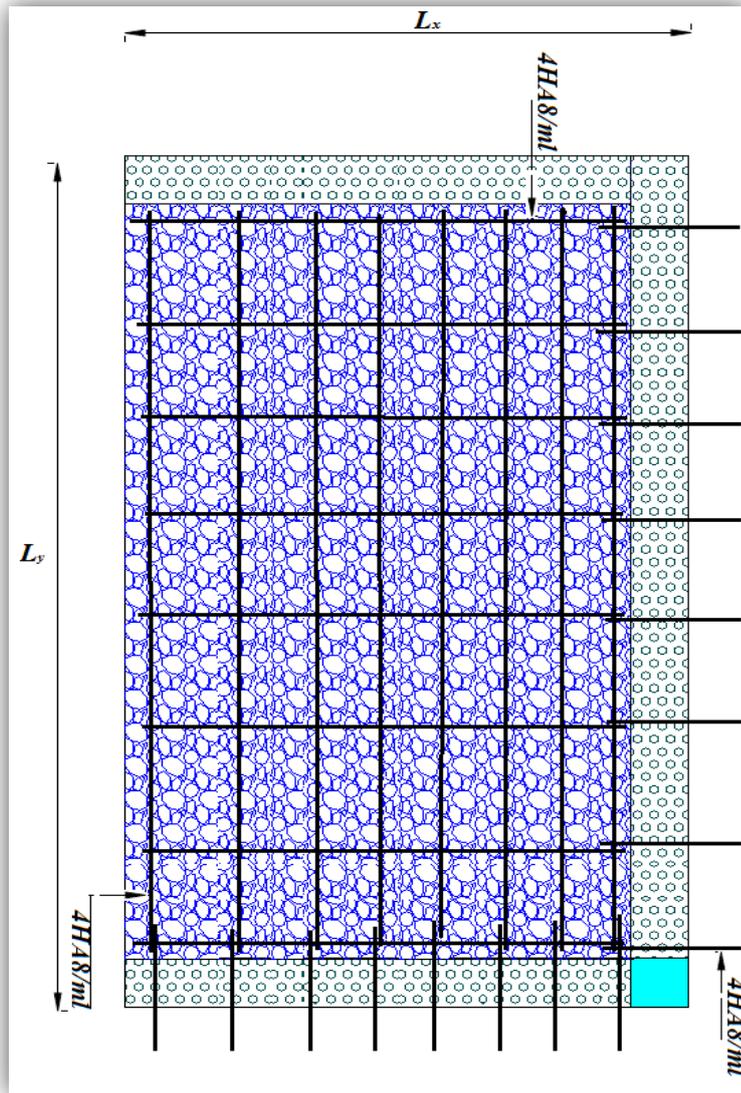
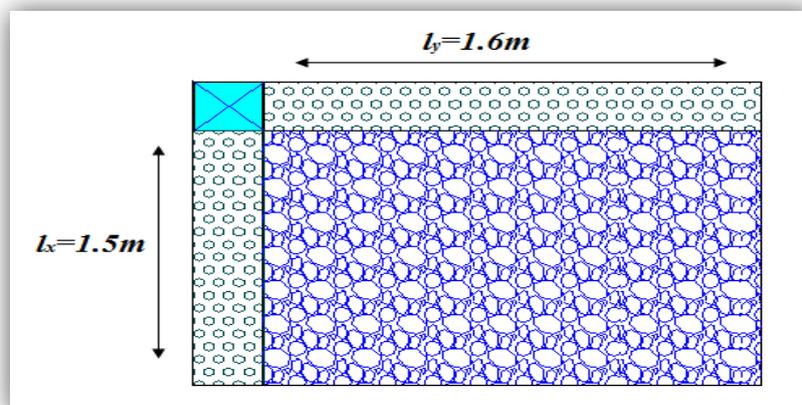


Fig. III.15. Schéma de ferrailage de la dalle a coté de l'ascenseur.

III.2.2. Dalle sur deux appuis perpendiculaires :



On a :

$$G = 4.31 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{KN/m}^2$$

$$h_t = 12 \text{cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.6} = 0.9375 > 0.4$$

Alors la dalle travaille dans les deux sens :

1) Calcul des sollicitations :

a) A l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.31 + 1.5 \times 3.5 = 11.069 \text{KN/m}$$

$$M_x = \mu_x \times (q_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\mu_x = 0.0428$$

$$\mu_y = 0.8450$$

} (Annexe II)

$$M_x = 0.0428 \times (11.069 \times 1.5^2) = 1.066 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.8450 \times 1.066 = 0.9 \text{KN.m}$$

• Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 1.066 = 0.906 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 0.9 = 0.765 \text{KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 1.066 = -0.32 \text{KN.m}$$

2) Le ferrailage :

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.906 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.2} = 0.00638 < \mu_l \Rightarrow \dot{A} = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.009$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 9.97 \text{ cm}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{Z \times f_{st}} = \frac{0.906 \times 10^{-3}}{0.0997 \times 348} = 2.6 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 0.26 \text{ cm}^2$$

• **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.9375 > 0.4$$

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

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

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour } F_{eE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.9375) \times 100 \times 12 = 0.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_x^{min} > A_t^x \Rightarrow \text{soit } A_s = 3HA8 / \text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y-y :

De la même manière on trouve :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.00538$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.00674$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 9.973 \text{ cm}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^x}{Z \times f_{st}} = 0.22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0.9375 > 0.4 \quad e = 12 \text{ cm}$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{ pour } F_{eE400}$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y^{min} > A_t^y \Rightarrow \text{soit } A_s = 3HA8 / \text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3) Calcul de l'espacement :

La fissuration est peut nuisible.

Sens x-x: $//l_x S_t \leq \min(3e; 33cm)$ soit $S_t = 33cm$

Sens y-y: $//l_x S_t \leq \min(4e; 45cm)$ soit $S_t = 33cm$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 Ferrailage de dalle sur deux appuis (balcon1).

En travée								
Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A choisit (cm ² / ml)	S _t (cm)
X	0.906	0.00638	0.009	0.09970	0.26	0.99	3HA8=1.51	33
Y	0.765	0.00538	0.00674	0.09973	0.22	0.96	3HA8=1.51	33
En appui								
X et Y	0.3195	0.003195	0.004	0.09984	0.15	0.99	3HA8=1.51	33

4) Vérifications :

A l'ELU :

➤ Vérification à l'effort tranchant :

$\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 \times l_y^4} = \frac{11.068 \times 1.5}{2} \times \frac{1.6^4}{1.5^4 \times 1.6^4} = 4.683KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} = \frac{4.683 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.039MPA$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.25MPA$$

$\tau_u = 0.039MPA < \bar{\tau} = 1.25MPA$

Pas de rupture par cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

$q_s = G + Q = 4.31 + 3.5 = 7.81KN/ml$

$$\left. \begin{matrix} \mu_x = 0.05 \\ \mu_y = 0.8939 \end{matrix} \right\} \text{(Annexe II)}$$

$$M_0^x = \mu_x \times (q_s \times l_x^2) = 0.879 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.785 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^{tx} = 0.85 \times M_0^x = 0.747 \text{KN.m}$$

$$M_{ser}^{ty} = 0.85 \times M_0^y = 0.667 \text{KN.m}$$

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

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

Calcul de y :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\text{Donc : } y = 1.91 \text{cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 1714.66 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.747 \times 10^{-3}}{1714.66 \times 10^{-8}} \times 0.0191 = 0.85 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

➤ **La flèche :**

-sens x-x :

$$\frac{h_t}{l_x} > \frac{M_t^x}{20 \times M_{0x}} \Rightarrow \frac{12}{150} = 0.08 > \frac{0.747}{20 \times 0.879} = 0.042$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.51}{100 \times 10} = 0.00151 < 0.105$$

Les deux conditions sont satisfaites donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

-sens y-y :

$$\frac{h_t}{l_y} > \frac{M_t^y}{20 \times M_{0y}} \Rightarrow \frac{12}{160} = 0.075 > \frac{0.667}{20 \times 0.785} = 0.042$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.51}{100 \times 10} = 0.00151 < 0.105$$

Les deux conditions sont satisfaites donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Le tableau suivant résume le ferrailage des différentes dalles pleines sur 2 appuis.

Tableau III.22. Ferrailage des dalles sur deux appuis.

L_x (m)	A_s^x (cm ²)	A_{adop}^x (cm ²)	A_s^y (cm ²)	A_{adop}^y (cm ²)	A_a (cm ²)	A_{adop}^a (cm ²)	St_x (cm)	St_y (cm)	St_a (cm)	Δf_x Δf_y (mm)	f_{adm} (mm)
Balcon 1											
1.5 1.6	0.26	3HA8 = 1.51	0.22	3HA8 = 1.51	0.15	3HA8 = 1.51	33	33	33	/ /	/ /
Balcon 2											
1.1 3.9	1.97	4HA8= 2.01	0.98	3HA8 = 1.51	/	/	25	33	/	/ /	/ /
Balcon 3											
1.4 1.6	0.25	3HA8 = 1.51	0.19	3HA8 = 1.51	0.15	3HA8 = 1.51	33	33	33	/ /	/ /
Balcon 4											
0.6 1.1	0.09	3HA8 = 1.51	0.02	3HA8 = 1.51	0.05	3HA8 = 1.51	33	33	33	/ /	/ /
Balcon 5											
1.1 1.53	0.22	3HA8 = 1.51	0.1	3HA8 = 1.51	0.13	3HA8 = 1.51	33	33	33	/ /	/ /

5) Schémas de ferrailage :

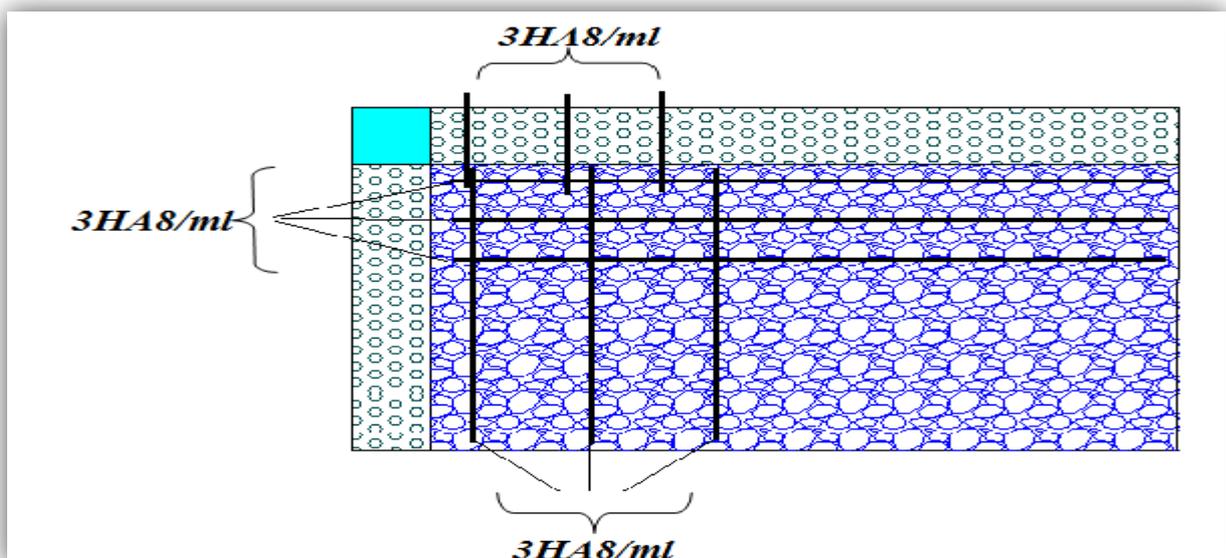


Fig. III.16. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis (balcon1).

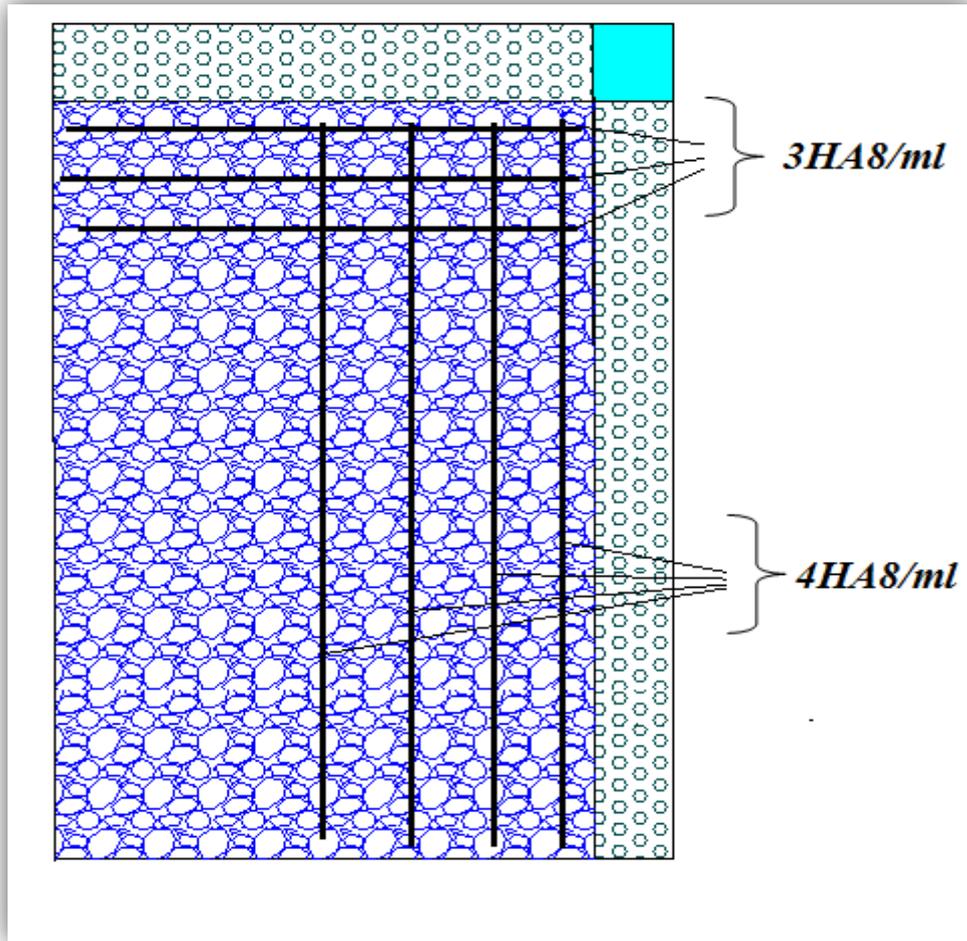


Fig. III.17. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis (balcon2).

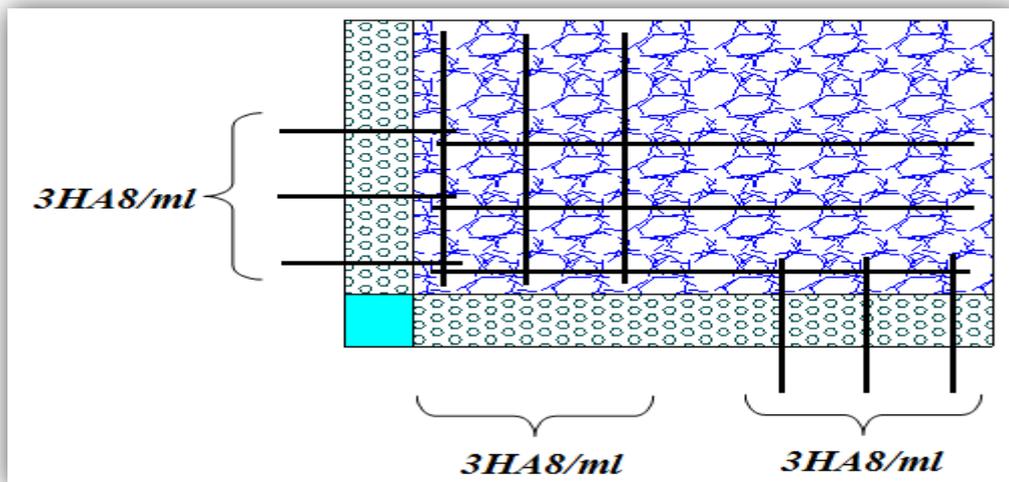


Fig. III.18. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis (balcon3).

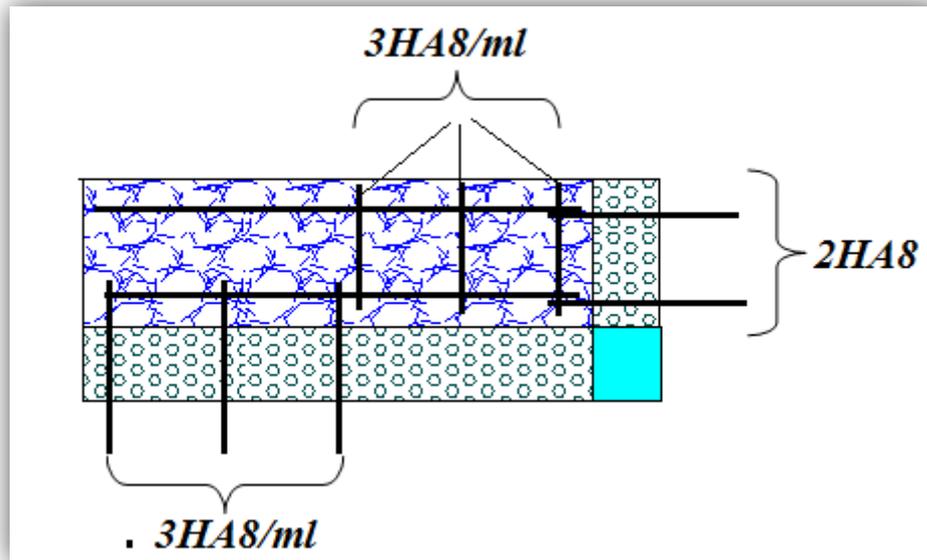


Fig. III.19. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis (balcon4).

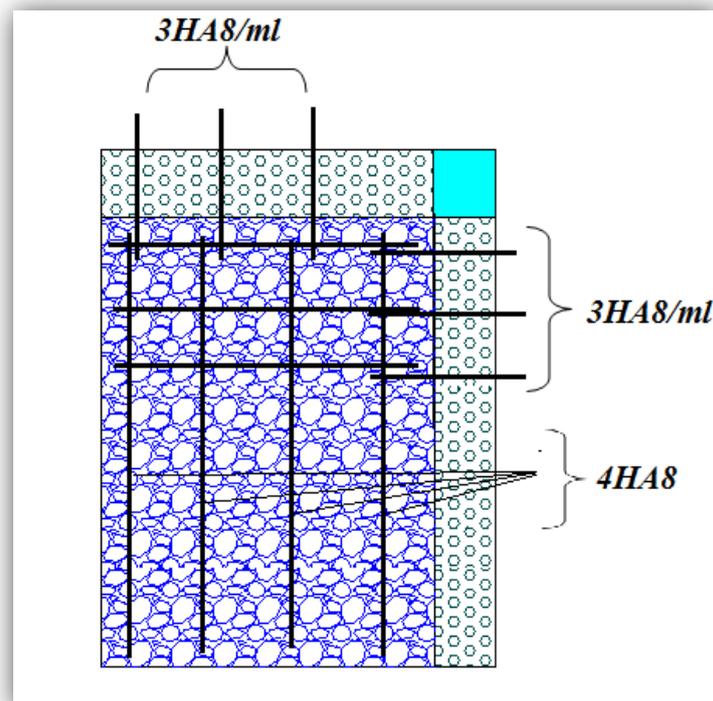


Fig. III.20. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis (balcon5).

III.3 Les escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100 cm et de hauteur 15cm.

a) Calcul de la première volée de RDC :

1) Le chargement :

❖ Sur la volée d'escalier :

$$G_v = 8.34 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

❖ Sur le palier d'escalier :

$$G_p = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

2) Combinaisons de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU : } q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q = 15.009 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{vs} = G_v + Q = 10.84 \text{ KN/ml}$$

Pour le palier :

$$\text{ELU : } q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q = 10.8105 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ps} = G_p + Q = 7.73 \text{ KN/ml}$$

❖ Schéma statique :

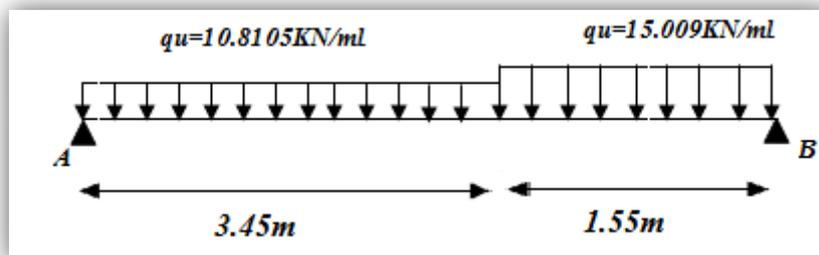


Fig. III.21. Schéma statique de la première volée de RDC.

3) Les sollicitations :

❖ A l'ELU :

Calcul des réactions:

$$R_A = 28.03 \text{ KN}$$

$$R_B = 32.53 \text{ KN}$$

Calcul des moments :

$$M = 36.35 \text{ KN.m}$$

$$T = 32.53 \text{ KN}$$

• Calcul des moments réels :

$$M_t = 0.75M_{max} = 0.75 \times 36.35 = 27.26KN.m$$

$$M_a = -0.5M_{max} = -0.5 \times 36.35 = -18.18KN.m$$

❖ A l'ELS :

Calcul des réactions:

$$R_A = 20.07KN$$

$$R_B = 23.4KN$$

• Calcul des moments réels :

$$M_t = 22.15KN.m$$

$$M_a = -10.42KN.m$$

$$T = 23.4KN$$

4) Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.23. Ferrailage de la première volée d'escalier.

<i>En travée</i>							
$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{calculé}$ $(\frac{cm^2}{ml})$	A_{min} $(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{adoptée}$ $(\frac{cm^2}{ml})$	$S_t(cm)$
22.15	0.114	0.1515	0.1221	6.419	1.57	6HA12=6.79	16
<i>En appui</i>							
-18.18	0.0759	0.0988	0.1249	4.185	1.57	4HA12=4.52	25

5) Vérifications :

❖ A l'ELU :

5.1. Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 32.53KN$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPA\right)$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{32.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.25MPA$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPA\right) = 1.17MPA$$

Donc :

$$\tau_u = 0.25MPA < \bar{\tau}_u = 1.17MPA \dots \text{pas de risque de repture par cisaillement.}$$

5.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.6975 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :

$$4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Telle que : $S_t = 25 \text{ cm}$

5.3. Vérification des espacements :

- Armatures principales : $S_t = \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 16 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$

- Armatures secondaires : $S_t = \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$

❖ A L'ÉL :

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

5.4. Vérification de l'état limite de compression du béton :

• En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$M_{ser} = 22.1515 \text{ KN.m}, y = 0.04227 \text{ m}, I = 0.00010356 \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22.1515 \times 10^{-3}}{0.00010356} \times 0.04227 = 9.0416 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• En appuis :

$$M_{ser} = 10.42 \text{ KN.m}, y = 0.03575 \text{ m}, I = 0.000075457 \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.42 \times 10^{-3}}{0.000075457} \times 0.03575 = 4.937 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.5. Vérification de l'état limite de déformation :

La première condition n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{345 + 155} = \frac{15}{500} = 0.03 \not\geq \frac{1}{16} = 0.625$$

Alors la vérification à la flèche est nécessaire.

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = 10 \text{ mm}$$

Tableau III.24. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.

L (m)	A_s ($\frac{cm^2}{ml}$)	M_j (KN.m)	M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	I (cm^4)	I_0 (cm^4)	Y (cm)	I_{fji} (cm^4)	I_{fgi} (cm^4)	I_{fpi} (cm^4)	I_{fpv} (cm^4)
5	6.79	15.31	20.97	36.29	10356	190581	4.23	79899	67757	55736	99614
$\Delta f = 0.5403cm$											
$f_{adm} = 1cm$											

Donc la flèche est vérifiée.

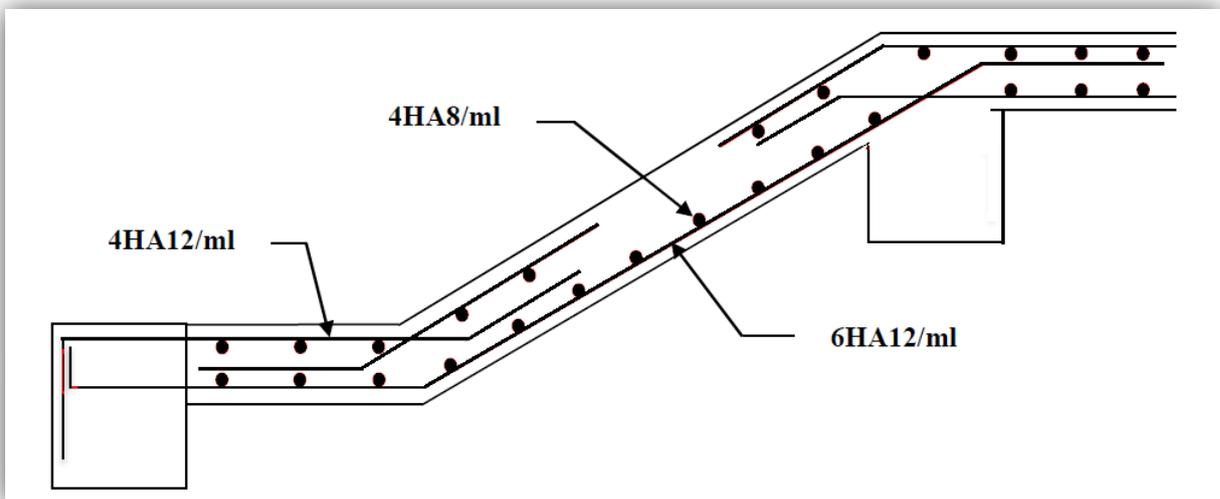


Fig. III.22. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.

b) Calcul de la deuxième volée :

1) Le chargement :

❖ Sur la volée d'escalier :

$$G_v = 8.52 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

❖ Sur le palier d'escalier :

$$G_p = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

2) Combinaisons de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU : } q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q = 15.252 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{vs} = G_v + Q = 11.02 \text{ KN/ml}$$

Pour le palier :

$$\text{ELU : } q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q = 10.8105 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ps} = G_p + Q = 7.73 \text{ KN/ml}$$

❖ Schéma statique :

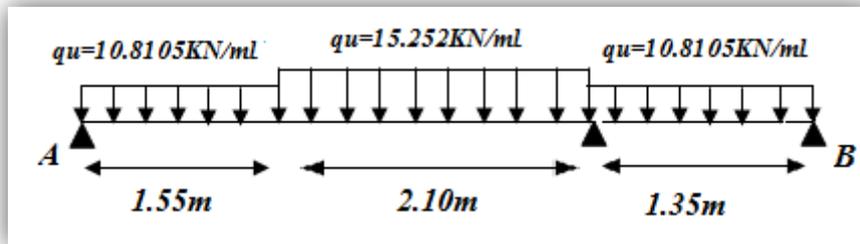


Fig. III.23. Schéma statique de la deuxième volée.

3) Les sollicitations :

❖ A l'ELU :

Calcul des réactions:

$$R_A = 31.5 \text{ KN}$$

$$R_B = 31.88 \text{ KN}$$

Calcul des moments :

$$M = 42.97 \text{ KN.m}$$

$$T = 31.88 \text{ KN}$$

• Calcul des moments réels :

$$M_t = 0.75M_{max} = 0.75 \times 42.97 = 32.23 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_{max} = -0.5 \times 42.97 = -21.49 \text{ KN.m}$$

❖ A l'ELS :

Calcul des réactions:

$$R_A = 22.64 \text{ KN}$$

$$R_B = 22.92 \text{ KN}$$

• Calcul des moments réels :

$$M_t = 26.32 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -12.39 \text{ KN.m}$$

$$T = 22.92 \text{ KN}$$

4) Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Ferrailage de la deuxième volée d'escalier.

<i>En travée</i>							
$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{calculé}$ $(\frac{cm^2}{ml})$	A_{min} $(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{adoptée}$ $(\frac{cm^2}{ml})$	$S_t(cm)$
32.23	0.1346	0.1814	0.1206	7.69	1.57	7HA12=7.92	14
<i>En appui</i>							
-21.49	0.0897	0.1177	0.1239	4.99	1.57	5HA12=5.65	20

5) Vérifications :

❖ A l'ELU :

5.1. Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 31.88KN$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPA\right)$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{31.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.245MPA$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPA\right) = 1.17MPA$$

Donc :

$$\tau_u = 0.245MPA < \bar{\tau}_u = 1.17MPA \dots \text{pas de risque de repture par cisaillement}$$

5.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98cm^2/ml$$

Soit :

$$4HA8 = 2.01cm^2/ml$$

Telle que : $S_t = 25cm$

5.3. Vérification des espacements :

- Armatures principales : $S_t = \min(3e, 33cm) = 33cm > 14cm \dots \dots \text{condition vérifiée}$

- Armatures secondaires : $S_t = \min(4e, 45cm) = 45cm > 20cm \dots \dots \text{condition vérifiée}$

❖ A l'ELS :

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

5.4. Vérification de l'état limite de compression du béton :

- En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPA$$

$$M_{ser} = 26.32.m , y = 0.04495m, I = 0.000116m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{26.32 \times 10^{-3}}{0.000116} \times 0.04495 = 10.19MPA < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPA \dots Condition vérifiée.$$

- **En appuis :**

$$M_{ser} = 12.32KN.m , y = 0.03922m, I = 0.000089952m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.32 \times 10^{-3}}{0.000089952} \times 0.03922 = 5.37MPA < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPA \dots \dots \dots Condition vérifiée.$$

5.5. Vérification de l'état limite de déformation :

La première condition n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{135 + 155 + 210} = \frac{15}{500} = 0.03 \not\geq \frac{1}{16} = 0.625$$

Alors la vérification à la flèche est nécessaire avec $f_{adm} = \frac{L}{500} = 10mm$.

Tableau III.26. Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier.

<i>L</i> (m)	<i>A_s</i> ($\frac{cm^2}{ml}$)	<i>M_j</i> (KN.m)	<i>M_g</i> (KN.m)	<i>M_p</i> (KN.m)	<i>I</i> (cm ⁴)	<i>I₀</i> (cm ⁴)	<i>Y</i> (cm)	<i>I_{fji}</i> (cm ⁴)	<i>I_{fgi}</i> (cm ⁴)	<i>I_{fpi}</i> (cm ⁴)	<i>I_{fpv}</i> (cm ⁴)
5	7.92	26.73	36.06	62.79	11621	191094	4.5	68302	62401	55659	99592
$\Delta f = 0.894cm$											
$f_{adm} = 1cm$											

Donc la flèche est vérifiée.

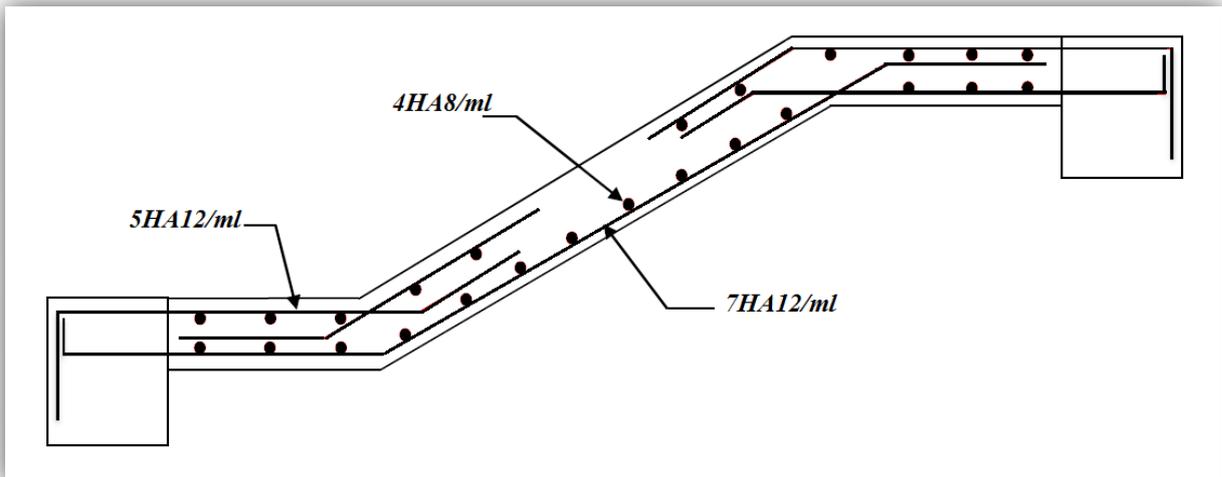


Fig. III.24. Schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier.

c) Calcul de la troisième volée :

1) Le chargement :

❖ Sur la volée d'escalier :

$$G_v = 8.84 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

❖ Sur le palier d'escalier :

$$G_p = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

2) Combinaisons de charges :

Pour la volée :

$$\text{ELU : } q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q = 15.68 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{vs} = G_v + Q = 11.34 \text{ KN/ml}$$

Pour le palier :

$$\text{ELU : } q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q = 10.810 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ps} = G_p + Q = 7.73 \text{ KN/ml}$$

❖ Schéma statique :

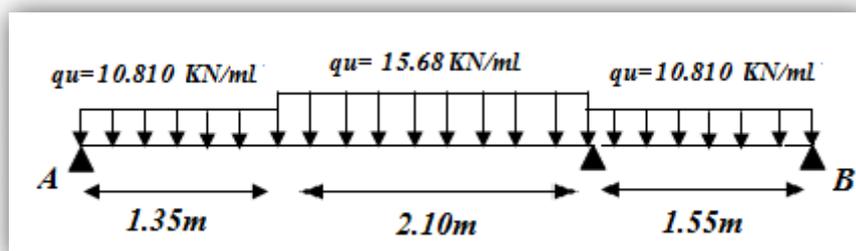


Fig. III.25. Schéma statique de la troisième volée.

3) Les sollicitations :

❖ **A l'ELU :**

Calcul des réactions:

$$R_A = 32.35KN$$

$$R_B = 31.94KN$$

Calcul des moments :

$$M = 43.88KN.m$$

$$T = 32.35KN$$

• Calcul des moments réels :

$$M_t = 0.75M_{max} = 0.75 \times 43.88 = 32.90KN.m$$

$$M_a = -0.5M_{max} = -0.5 \times 43.88 = -21.94KN.m$$

❖ **A l'ELS :**

Calcul des réactions:

$$R_A = 23.27KN$$

$$R_B = 22.96KN$$

• Calcul des moments réels :

$$M_t = 26.88KN.m$$

$$M_a = -12.65KN.m$$

$$T = 23.27KN$$

4) Ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.27. Ferrailage de la troisième volée d'escalier.

<i>En travée</i>							
$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{calculé}$ $(\frac{cm^2}{ml})$	A_{min} $(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{adoptée}$ $(\frac{cm^2}{ml})$	$S_t(cm)$
32.90	0.13742	0.18555	0.12035	7.86	1.57	7HA12=7.92	14
<i>En appui</i>							
-21.94	0.09161	0.1203	0.12374	5.10	1.57	5HA12=5.65	20

5) Vérifications :

❖ **A l'ELU :**

5.1. Vérification de l'effort tranchant :

$$T = 32.35KN$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{32.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.249MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 1.17MPa$$

Donc :

$$\tau_u = 0.249MPa < \bar{\tau}_u = 1.17MPa \dots \text{pas de risque de rupture par cisaillement}$$

5.2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98cm^2/ml$$

Soit :

$$4HA8 = 2.01cm^2/ml$$

Telle que : $S_t = 25cm$

5.3. Vérification des espacements :

- Armatures principales : $S_t = \min(3e, 33cm) = 33cm > 14cm \dots \dots \text{condition vérifiée}$

- Armatures secondaires : $S_t = \min(4e, 45cm) = 45cm > 20cm \dots \dots \text{condition vérifiée}$

❖ A l'ELS :

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

5.4. Vérification de l'état limite de compression du béton :

• En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$M_{ser} = 26.88.m, y = 0.04495m, I = 0.000116m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{26.88 \times 10^{-3}}{0.000116} \times 0.04495 = 10.42MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• En appuis :

$$M_{ser} = 12.65KN.m, y = 0.03922m, I = 0.000089952m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.65 \times 10^{-3}}{0.000089952} \times 0.03922 = 5.51MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.5. Vérification de l'état limite de déformation :

La première condition n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{500} = 0.03 \not\geq \frac{1}{16} = 0.625$$

Alors la vérification à la flèche est nécessaire.

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = 10mm$$

Tableau III.28. Evaluation de la flèche dans la partie 3 de l'escalier.

<i>L</i> (m)	<i>A_s</i> (cm ² /ml)	<i>M_j</i> (KN.m)	<i>M_g</i> (KN.m)	<i>M_p</i> (KN.m)	<i>I</i> (cm ⁴)	<i>I₀</i> (cm ⁴)	<i>Y</i> (cm)	<i>I_{fji}</i> (cm ⁴)	<i>I_{fgi}</i> (cm ⁴)	<i>I_{fpi}</i> (cm ⁴)	<i>I_{fpv}</i> (cm ⁴)
5	7.92	27.32	36.85	53.79	11621	191094	4.5	67796	62051	57140	101474
$\Delta f = 0.749cm$											
$f_{adm} = 1cm$											

Donc la flèche est vérifiée.

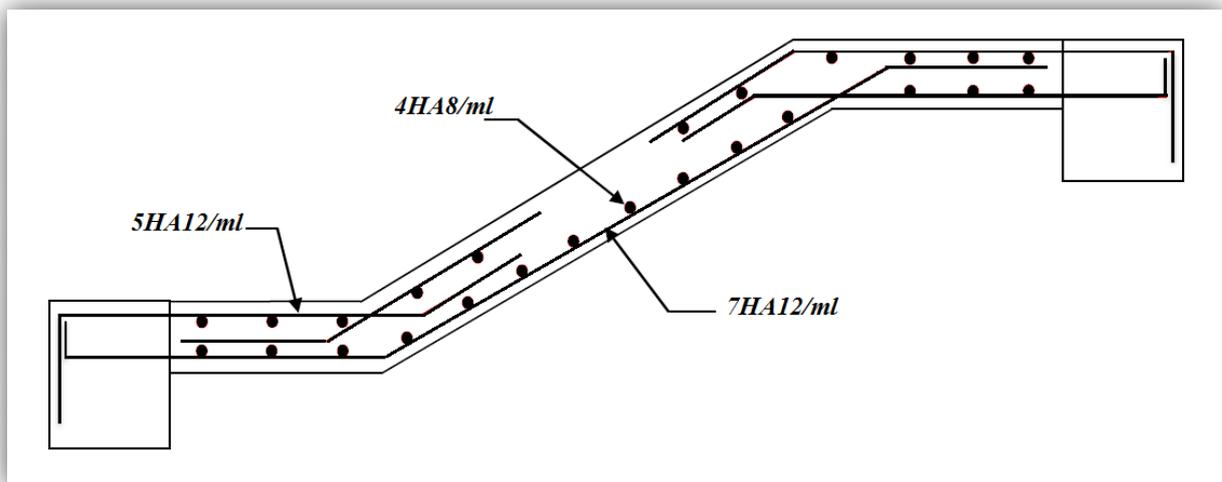


Fig. III.26. Schéma de ferrailage de la partie 3 de l'escalier.

III.4 Etude des poutres palières :

La poutre palière constitue un appui pour l'escalier, elle est soumise à la flexion simple et à la torsion.

III.4.1 Poutre palière 1 :

III.4.1.1 Dimensionnement :

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

$$L = 3.2m$$

Alors :

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33 \leq h \leq 32cm$$

On opte pour :

$$b = 30cm, h = 30cm.$$

a) Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à :

- g_0 : poids propre de la poutre.

$$g_0 = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25KN/m$$

- R_b : La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point B.

$$R_b = 31.889KN$$

- g_m : Poids du mur extérieur.

$$g_m = 2.93 \times 1.27 = 3.72KN/m$$

1) Calcul des sollicitations :

$$p_u = 1.35 \times (g_0 + g_m) + R_b = 1.35 \times (2.25 + 3.72) + 31.889 = 39.95KN/m$$

$$M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} = 51.14KN.m$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 51.14 = 43.47KN.m$$

$$M_a = -0.4 \times M_0 = -0.4 \times 51.14 = -20.46KN.m$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{39.95 \times 3.2}{2} = 63.92KN$$

2) Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :

Tableau III.29. Ferrailage de la poutre palière 1 à la flexion simple .

	$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{cal}(cm^2)$
En travée	43.47	0.1304	0.1753	0.2604	1.01	4.80
En appui	-20.46	0.0614	0.0792	0.2711	1.01	2.17

3) Vérification :

À L'ELU :

3.1. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPA\right)$$

$$\tau_u = \frac{63.92 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.761MPA$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}, 4MPA\right) = 3.33MPA$$

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

4) Calcul des armatures transversales à la flexion simple :

On fixe $S_t = 20cm$.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.00006m^2 = 0.6cm^2$$

$$A_t = \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.2 \times (0.761 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.000025m^2 = 0.25cm^2$$

On adopte pour $A_t = 0.6cm^2$

5) Calcul à la Torsion :

Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 21.49KN.m$$

Le moment de torsion :

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{21.49 \times 3.2}{2} = 34.38KN.m$$

5.1. Ferrailage :

5.1.1. Armatures longitudinales en torsion :

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e).

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625\text{cm}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100\text{cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{34.38 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 400 \times 625 \times 10^{-4}} = 0.0007907\text{m}^2 = 7.907\text{cm}^2$$

- Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion :

$$\tau_\tau = \frac{M_T}{2 \times e \times \Omega} = \frac{34.38 \times 10^{-3}}{2 \times 0.05 \times 625 \times 10^{-4}} = 5.5\text{MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\sqrt{\tau_\tau^2 + \tau_{fs}^2} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\sqrt{\tau_\tau^2 + \tau_{fs}^2} > \bar{\tau} \text{ donc en augmente la section de la poutre.}$$

Soit $h = 40\text{cm}$; $b = 35\text{cm}$

Donc :

1) Calcul des sollicitations :

$$p_u = 41.62\text{KN/m}$$

$$M_0 = 53.28\text{KN.m}$$

$$M_t = 45.3\text{KN.m}$$

$$M_a = -21.31\text{KN.m}$$

$$V_u = 66.6\text{KN}$$

2) Ferrailage de la poutre palière à la torsion :

Tableau III.30. Ferrailage de la poutre palière 1 à la torsion.

	$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{cal}(cm^2)$
En travée	45.3	0.0633	0.0817	0.3676	1.6	3.54
En appui	-21.31	0.0298	0.0378	0.2711	1.01	1.64

3) Vérification :

À L'ELU :

3.1. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

$$\tau_u = 0.5MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}, 4MPa\right) = 3.33MPa$$

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

4) Calcul des armatures transversales à la flexion simple :

On fixe $S_t = 20cm$.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.00007m^2 = 0.7cm^2$$

$$A_t = \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8 \times f_e} = -0.000028m^2 = -0.25cm^2$$

On adopte pour $A_t = 0.7cm^2$

5) Calcul à la Torsion :

Le moment de torsion :

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = 34.38KN.m$$

5.1. Ferrailage :

5.1.1. Armatures longitudinales en torsion :

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e).

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = 5.83\text{cm}$$

$$\Omega = 996.5\text{cm}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 126.7\text{cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = 6.28\text{cm}^2$$

- Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion :

$$\tau_\tau = \frac{M_T}{2 \times e \times \Omega} = 2.96\text{MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\sqrt{\tau_t^2 + \tau_{fs}^2} \leq \bar{\tau} \Rightarrow 2.99 < 3.33\text{MPa} \quad \text{Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

- Armatures transversales en torsion :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_\tau}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe $S_t=20$ cm.

$$A_t = 0.99\text{cm}^2$$

III.4.1.2 Ferrailage de la poutre :

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{tor} = 0.7 + 0.99 = 1.96\text{cm}^2 \text{ on opte pour } 4\emptyset 8 = 2.01\text{cm}^2$$

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

Armatures longitudinales :

En appui :

$$A_l^a = A_l^{FS} + \frac{1}{2} A_l^{tor} = 1.64 + 0.5 \times 6.28 = 4.78\text{cm}^2 \text{ on opte pour } 4\text{HA}14 = 6.16\text{cm}^2$$

En travée :

$$\begin{aligned} A_l^a &= A_l^{FS} + \frac{1}{2} A_l^{tor} = 3.54 + 0.5 \times 6.28 = 6.68\text{cm}^2 \text{ on opte pour } 4\text{HA}14 + 2\text{HA}12 \\ &= 8.42\text{cm}^2 \end{aligned}$$

- Schéma de ferrailage :

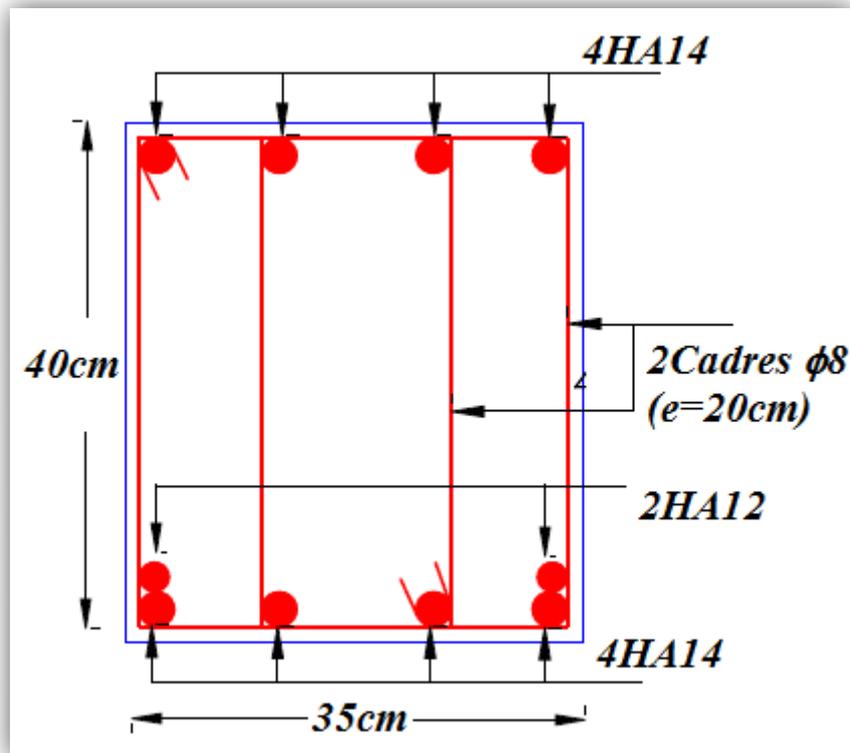


Fig. III.27. Schéma de ferrailage de la poutre palière1.

III.4.2 Poutre palière 2 :

III.4.2.1 Dimensionnement :

$$b = 30\text{cm}, h = 35\text{cm}.$$

a) Calcul à la flexion simple :

1) Calcul des sollicitations :

$$p_u = 20.84\text{KN/m}$$

$$M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} = 26.68\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 22.68\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.4 \times M_0 = -10.67\text{KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = 33.35\text{KN}$$

2) Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :

Tableau III.31. Ferrailage de la poutre palière 2 à la flexion simple.

	$M_u(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{cal}(cm^2)$
En travée	22.68	0.049	0.0628	0.3217	1.2	2.03
En appui	-10.67	0.0231	0.0291	0.3262	1.2	0.94

3) Vérification :

À L'ELU :

3.1. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPA\right)$$

$$\tau_u = \frac{33.35 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.337MPA$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}, 4MPA\right) = 3.33MPA$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ *Condition vérifiée.*

4) Calcul des armatures transversales à la flexion simple :

On fixe $S_t = 20cm$.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} = 0.00006m^2 = 0.6cm^2$$

$$A_t = \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8 \times f_e} = -0.000055m^2 = -0.5cm^2$$

On adopte pour $A_t = 0.6cm^2$

5) Calcul à la Torsion :

Le moment de torsion :

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = 11.04KN.m$$

5.1. Ferrailage :

5.1.1. Armatures longitudinales en torsion :

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e).

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = 750\text{cm}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 110\text{cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = 2.328\text{cm}^2$$

- Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion :

$$\tau_\tau = \frac{M_T}{2 \times e \times \Omega} = 1.472\text{MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\sqrt{\tau_\tau^2 + \tau_{fs}^2} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$1.5 < \bar{\tau}.$$

- Armatures transversales en torsion :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_\tau}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe $S_t=20$ cm.

$$A_t = 0.42\text{cm}^2$$

III.4.2.2 Ferrailage de la poutre :

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{tor} = 0.6 + 0.42 = 1.02\text{cm}^2 \text{ on opte pour } 3\emptyset 8 = 1.51\text{cm}^2$$

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

Armatures longitudinales :

En appui :

$$A_l^a = A_l^{FS} + \frac{1}{2} A_l^{tor} = 0.94 + 0.5 \times 2.328 = 2.104\text{cm}^2 \text{ on opte pour } 3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2$$

En travée :

$$A_l^a = A_l^{FS} + \frac{1}{2} A_l^{tor} = 2.03 + 0.5 \times 2.328 = 3.19\text{cm}^2 \text{ on opte pour } 3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2$$

- Schéma de ferrailage :

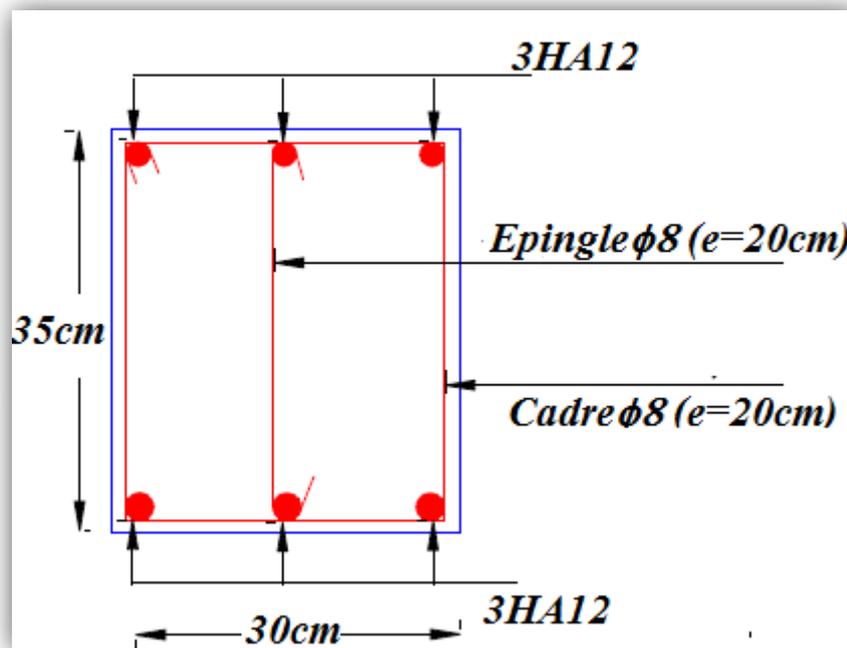


Fig. III.28. Schéma de ferrailage de la poutre palière 2.

III.4.3 Poutre palière 3 :

III.4.3.1 Dimensionnement :

$$b = 35\text{cm}, h = 35\text{cm}.$$

a) Calcul à la flexion simple :

1) Calcul des sollicitations :

$$p_u = 36.67\text{KN/m}$$

$$M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} = 46.93\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 39.89\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.4 \times M_0 = -18.77\text{KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = 58.66\text{KN}$$

2) Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple :

Tableau III.32. Ferrailage de la poutre palière 3 à la flexion simple.

	$M_u(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$
En travée	39.89	0.0739	0.096	0.3173	1.39	3.614
En appui	-18.77	0.0348	0.044	0.3242	1.39	1.394

3) Vérification :

À L'ELU :

3.1. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$$

$$\tau_u = \frac{58.66 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.592MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}, 4MPa\right) = 3.33MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ *Condition vérifiée.*

4) Calcul des armatures transversales à la flexion simple :

On fixe $S_t = 20cm$.

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.2}{400} = 0.00007m^2 = 0.7cm^2$$

$$A_t = \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8 \times f_e} < 0$$

On adopte pour $A_t = 0.7cm^2$

5) Calcul à la Torsion :

Le moment de torsion :

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = 29.09.m$$

5.1. Ferrailage :

5.1.1. Armatures longitudinales en torsion :

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e).

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.8cm$$

$$\Omega = 850.69cm^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 116.66cm$$

$$A_t = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = 5.73 \text{ cm}^2$$

- Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion :

$$\tau_\tau = \frac{M_T}{2 \times e \times \Omega} = 2.95 \text{ MPA}$$

On doit vérifier que :

$$\sqrt{\tau_\tau^2 + \tau_{fs}^2} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$3.009 < \bar{\tau} .$$

- Armatures transversales en torsion :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_\tau}{2 \times \Omega}$$

Si on fixe $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t = 0.98 \text{ cm}^2$$

III.4.3.2 Ferrailage de la poutre :

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{tor} = 0.7 + 0.98 = 1.68 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } 2\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

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

Armatures longitudinales :

En appui :

$$A_l^a = A_l^{FS} + \frac{1}{2} A_l^{tor} = 1.394 + 0.5 \times 5.73 = 4.26 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_l^a = A_l^{FS} + \frac{1}{2} A_l^{tor} = 3.614 + 0.5 \times 5.73 = 6.48 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } 4\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 8.42 \text{ cm}^2$$

- Schéma de ferrailage :

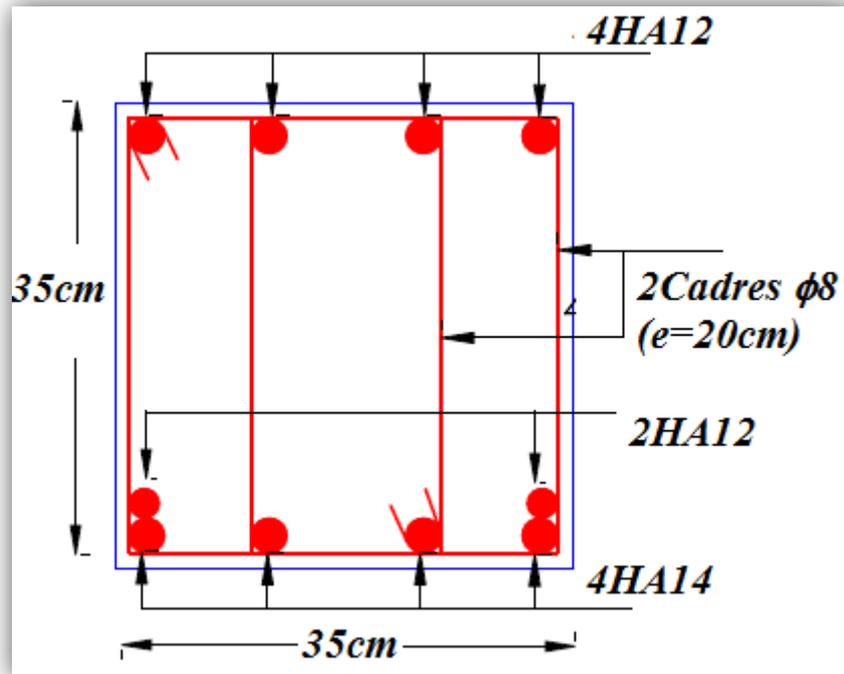


Fig. III.29. Schéma de ferrailage de la poutre palière3.

III.6 Etude des poutres de chaînage :

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure.

Dans notre projet on trouve quatre types de chaînage horizontal.

III.6.1 Poutre 1 :

1. Dimensionnement :

- Condition de la flèche:

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

Alors :

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \leq h \leq 50\text{cm}$$

Soit : $h = 35\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$.

- Selon le RPA99/2003 (Art 9.3.3) :

$h \geq 15\text{cm} \Rightarrow 35 > 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

$$b \geq \frac{2}{3} \times h \Rightarrow 30 > \frac{2}{3} \times 35 = 23.33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Calcul des sollicitations:

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times h \times b = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.625 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.93 \times (3.06 - 0.35) = 7.94 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.625 + 7.94) = 14.262 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 2.625 + 7.94 = 10.565 \text{ KN/m}$$

a) Calcul à l'ELU:

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 44.57 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 37.88 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -22.28 \text{ KN}$$

3. Le ferrailage :**3.1. Armatures longitudinales :****En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.087$$

$$\alpha = 0.113$$

$$Z = 0.306 \text{ m}$$

$$A_s = 3.56 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 = 4.62 cm²**.

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 1.159 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu_{bu} = 0.0512$$

$$\alpha = 0.0657$$

$$Z = 0.3116m$$

$$A_s = 2.06cm^2$$

On opte pour : **3HA10 = 2.36cm²**.

3.2. Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 1cm$$

Soit un cadre ϕ_8 plus une épingle $\phi_8 \rightarrow A_t = 1.51cm^2$

4. Les espacements :

Selon le **CBA93 (Art.5.1.2.2)**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 29cm$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4h} = 43cm$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; V_u = \frac{14.262 \times 5}{2} = 35.655KN \rightarrow \tau_u = 0.371MPA$$

Soit $S_t = 20cm$

5. Vérifications :

A l'ELU :

5.1. Effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPA\right) = 3.33MPA$$

$\tau_u = 0.371MPA < \bar{\tau}_u = 3.33MPA$ condition vérifiée.

A l'ELS :

5.2. Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_s = \frac{p_s \times L^2}{8} = 33.02 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$A = 4.62 \text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15A \times d = 0 \rightarrow y = 10.066 \text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 43539.56 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{33.02 \times 10^{-3}}{43539.56 \times 10^{-8}} \times 0.10066 = 7.634 \text{MPA}$$

$\sigma_{bc} = 7.634 \text{MPA} < 15 \text{MPA} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

5.3. Evaluation de la flèche :

$\Delta f = 6.04 \text{mm} < f_{adm} = 10 \text{mm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

6. Schéma de ferrailage (Chainage1) :

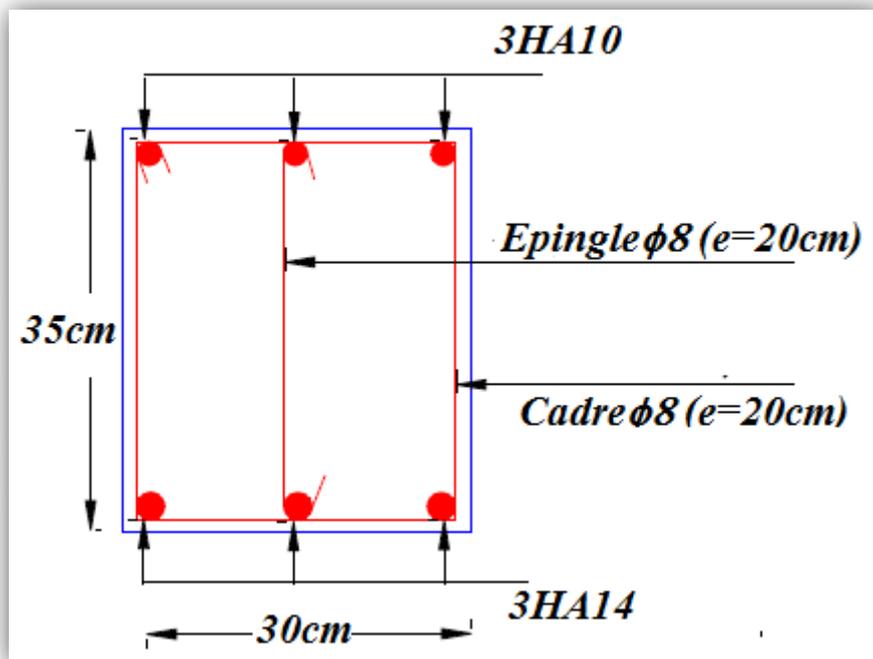


Fig. III.30. Schéma de ferrailage du chainage1.

Le ferrailage et les vérifications des autres poutres sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau III.33. Ferrailage des chaînages.

<i>Poutre de chaînage numéro 2 avec bXh=30X35</i>							
<i>Local</i>	M_u (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	<i>Choix des barres</i>	A_{min} (cm ²)	A_{trans} (cm ²)	S_t (cm)
<i>Travée</i>	36.38	3.42	4.62	3HA14	1.159	3Ø8 =1.51	20
<i>Appui</i>	21.4	1.97	2.36	3HA10	1.159		
<i>Poutre de chaînage numéro 3 avec bXh=30X30</i>							
<i>Travée</i>	17.45	1.91	2.36	3HA10	0.978	3Ø6 =0.85	20
<i>Appui</i>	10.265	1.11	1.51	3HA8	0.978		
<i>Poutre de chaînage numéro 4 avec bXh=30X20</i>							
<i>Travée</i>	7.24	1.26	2.36	3HA10	0.616	3Ø6=0.85	15
<i>Appui</i>	4.255	0.73	1.51	3HA8	0.616		

Tableau III.34. Vérification des chaînages.

	M_s (KN.m)	V_u (KN)	τ_u (MPA)	$\bar{\tau}_u$ (MPA)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)
<i>Poutre 2</i>	33.02	14.262	0.371	3.33	7.634	15
<i>Poutre 3</i>	31.71	14.262	0.371	3.33	7.634	15
<i>Poutre4</i>	15.21	13.96	0.266	3.33	5.96	15

7. Schéma de ferrailage (Chainage2) :

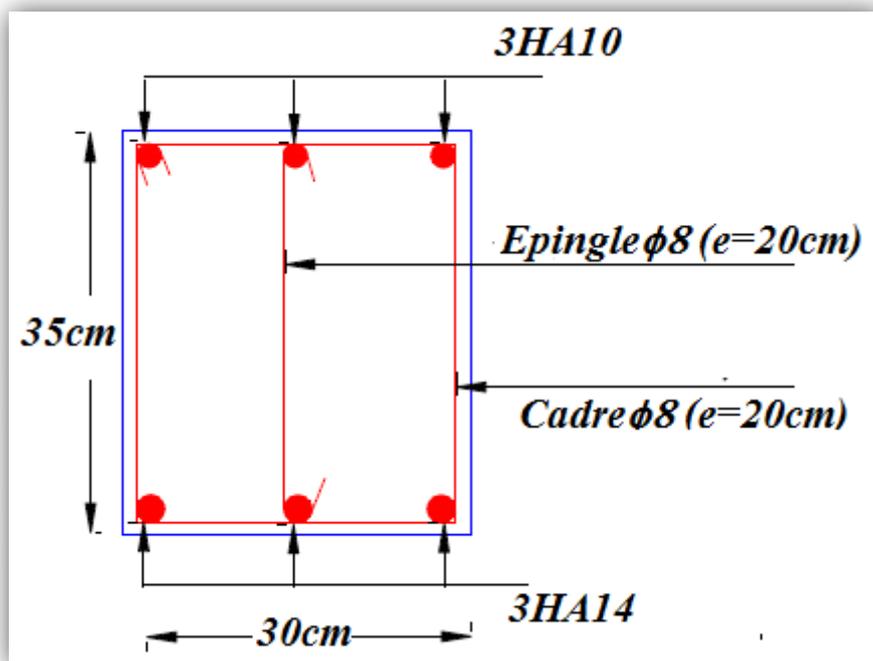


Fig. III.31. Schéma de ferrailage du chaînage2.

8. Schéma de ferrailage (Chainage3) :

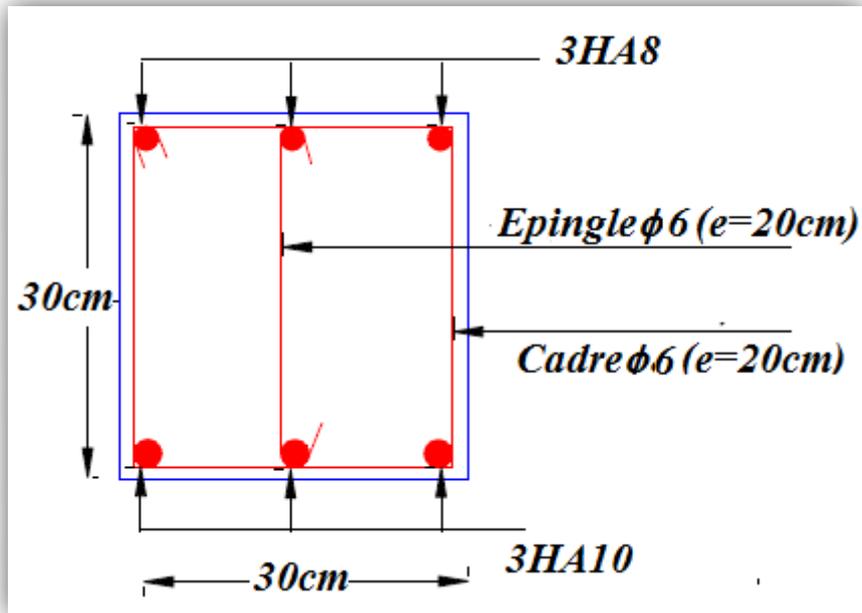


Fig. III.32. Schéma de ferrailage du chainage3.

9. Schéma de ferrailage (Chainage4) :

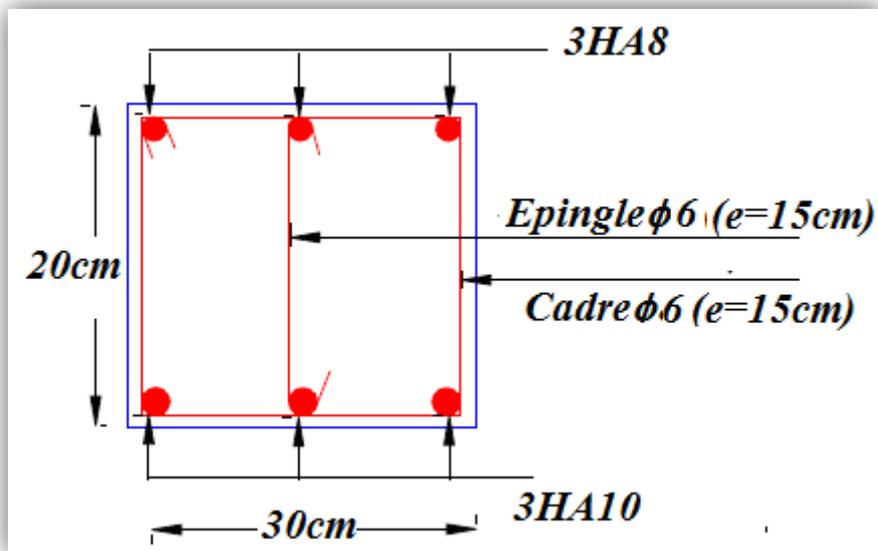


Fig. III.33. Schéma de ferrailage du chainage4.

III.7. Etude de l'ascenseur :

III.7.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est un ascenseur sans local de machine ; dans ce nouveau concept, le système de traction de l'ascenseur est placé dans la gaine. L'ensemble de l'espace occupé par l'ascenseur est donc réduit.

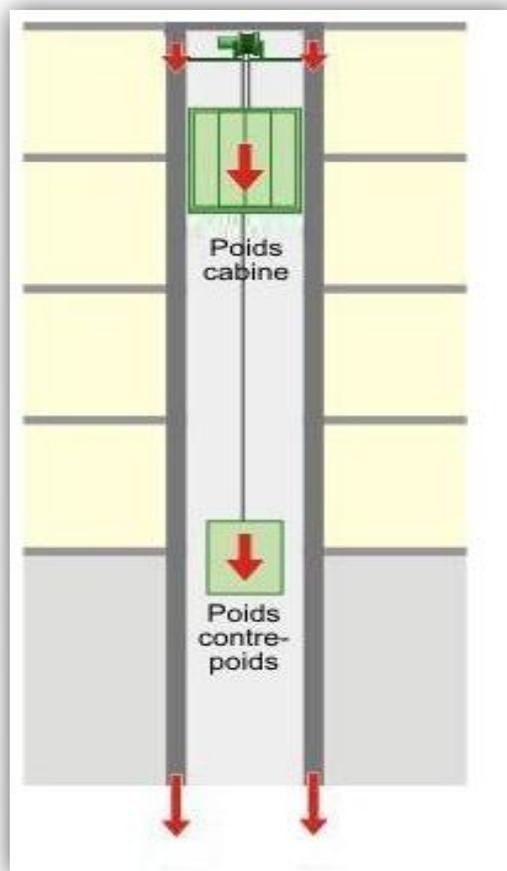


Fig. III.34. Schéma d'un ascenseur sans locale de machine.

Notre ascenseur est conçu pour **6 personnes**, dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s=1,6\text{m}$
- $T_s=2,10\text{ m}$
- $H_k=2,20\text{ m}$
- $D_M=4300\text{ daN}$
- $F_c=5000\text{ daN}$

➤ $v = 0,63\text{m/s}$

Avec : B_s , T_s , H_k sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

D_M : charge due à l'ascenseur.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg.

III.7.2. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

III.7.2.1.Evaluation des charges et surcharges

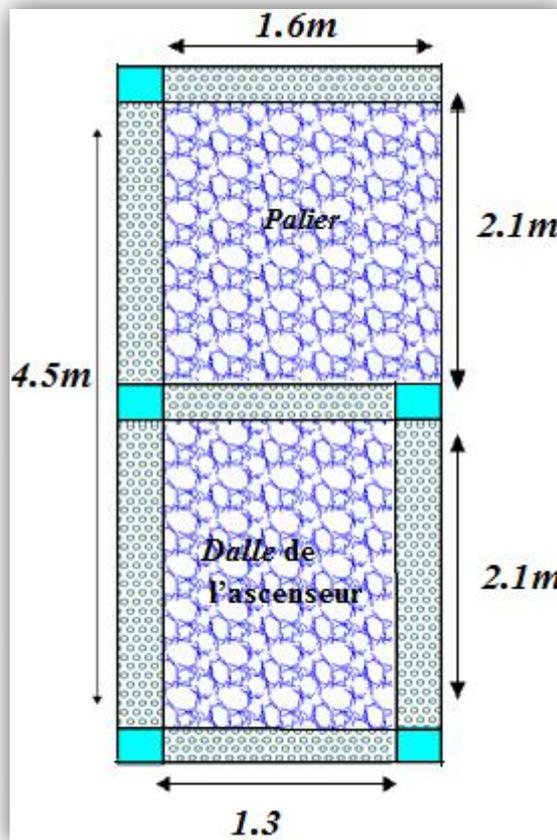


Fig. III.35. Dalle de l'ascenseur et le palier.

- poids propre de la dalle:

$$G' = 25 \times 0.15 = 3.75\text{KN/m}^2$$

-poids propre de revêtement :

$$G'' = 22 \times 0.05 = 1.1\text{KN/m}^2$$

$$G_1 = \acute{G} + G'' = 3.75 + 1.1 = 4.85KN/m^2$$

- poids propre de l'ascenseur :

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{50}{(2.1 \times 1.6)} = 14.88KN/m^2$$

$$G_{total} = G_1 + G_2 = 19.73KN/m^2$$

$$P_{total} = 1.5 \times G_{total} + 1.5 \times Q = 28.135KN$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.3}{2.1} = 0.62 > 0.4 \quad \text{la dalle travaille selon les deux sens.}$$

III.7.2.2.Evaluation des moments à l'ELU :

$$M_x^0 = \mu_x \times P_{total} \times l_x^2 = 3.775KN.m$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 1.21KN.m$$

$$M_x^t = 3.209KN.m$$

$$M_y^t = 1.029KN.m$$

$$M_x^a = 1.51KN.m$$

$$M_y^a = 0.484KN.m$$

III.7.2.3.Ferraillage :

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

Tableau III.35. Ferraillage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur .

Sens		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	S_t (cm)
X-X	Travée	3.209	0.775	2.01	1.43	4HA8	25
Y-Y	Travée	1.029	0.247	2.01	1.2	4HA8	25
Appui		1.51	0.363	2.01	1.43	4HA8	25

III.7.2.4.Vérification à l'ELS :

$$P_s = 20.73KN$$

$$M_x^0 = 2.957KN.m$$

$$M_y^0 = 1.446KN.m$$

$$M_t^x = 2.51KN.m$$

$$M_t^y = 1.23KN.m$$

$$M_a = 1.18KN.m$$

- **Vérification des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} + 0.6 \times 25 = 15MPA$$

Calcul de y :

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

$$y = 2.41cm$$

$$I = 3239.4cm^4$$

On prend $M_s = 2.51KN.m$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.41 \times 10^{-3}}{3239.4 \times 10^{-8}} \times 0.0241 = 1.8MPA < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPA$$

- **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{20 \times M_0} \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \dots \dots \dots (3)$$

Tableau III.36. Vérification de la flèche.

<i>Sens</i>	<i>Condition (1)</i>	<i>Condition (2)</i>	<i>Condition (3)</i>
<i>x-x</i>	0.115 > 0.063	0.115 > 0.0424	0.0017 < 0.006
<i>y-y</i>	0.071 > 0.063	0.071 > 0.0425	0.0017 < 0.006

III.7.2.5.Schéma de ferrailage :

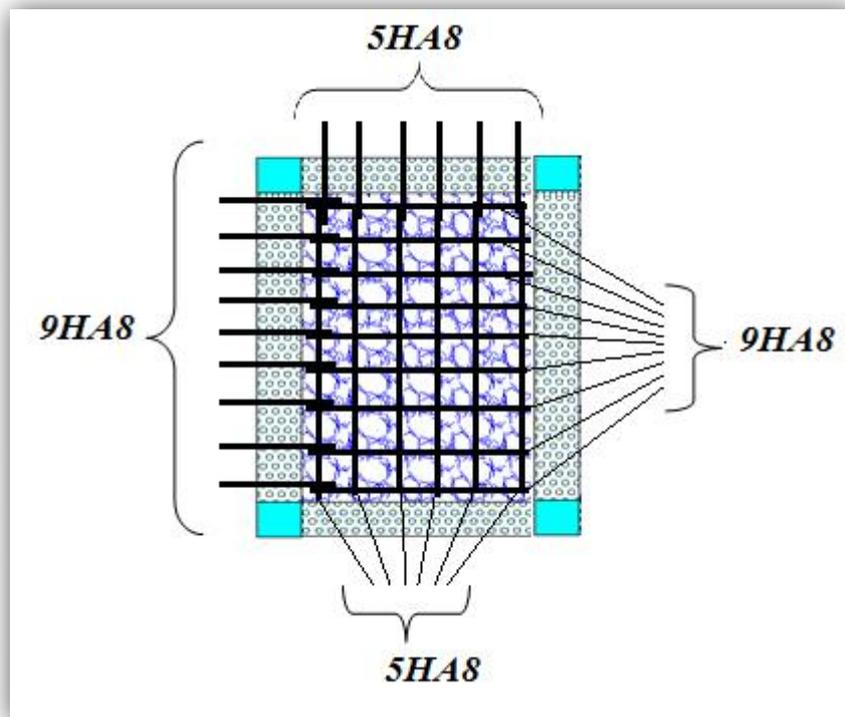


Fig. III.36. Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

III.7.3. Etude du palier de l'ascenseur :

Le palier d'épaisseur $e = 15\text{cm}$ repose sur trois appuis est chargé comme suit :

$$G = 5.23\text{KN}/\text{m}^2$$

$$Q = 2.5\text{KN}/\text{m}^2$$

III.7.3.1. Evaluation des moments et ferrailage :

L'évaluation des moments et le ferrailage est mentionner dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Ferrailage du palier d'ascenseur.

Sens		M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	S_t (cm)
X-X	Travée	3.546	0.857	2.01	1.343	4HA8	25
Y-Y	Travée	4.559	1.105	2.01	1.2	4HA8	25
Appui		2.145	0.517	2.01	1.43	4HA8	25

III.7.3.2. Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton:

Tableau III.38. Vérification des contraintes dans le béton.

Sens	Localisation	M_S (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)
X-X	Travée	2.535	2.405	3239.4	1.343	4HA8
Y-Y	Travée	3.260	2.405	3239.4	1.2	4HA8
Appui		1.534	2.405	3239.4	1.43	4HA8

- La flèche :

Tableau III.39. Vérification de la flèche.

Sens	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
x-x	0.0938 > 0.063	0.0938 > 0.0425	0.0017 < 0.006
y-y	0.0714 > 0.063	0.0714 > 0.0425	0.0017 < 0.006

III.7.3.3. Schéma de ferrailage :

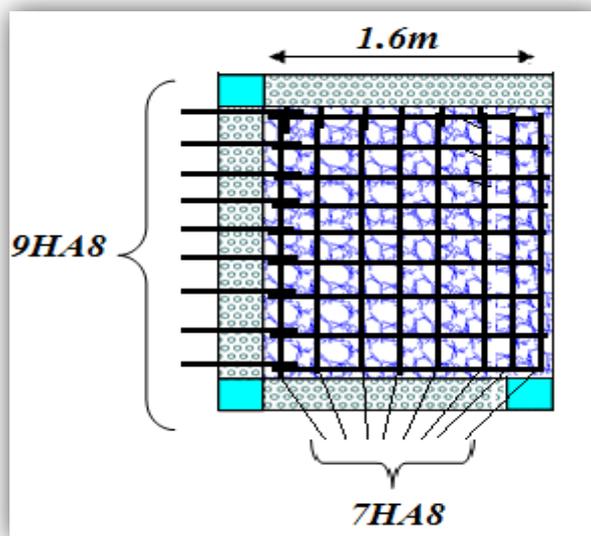


Fig. III.37. Schéma de ferrailage du palier.

III.8 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console, encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

III.8.1 Hypothèses de calcul :

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

III.8.2 Evaluation des charges et surcharges :

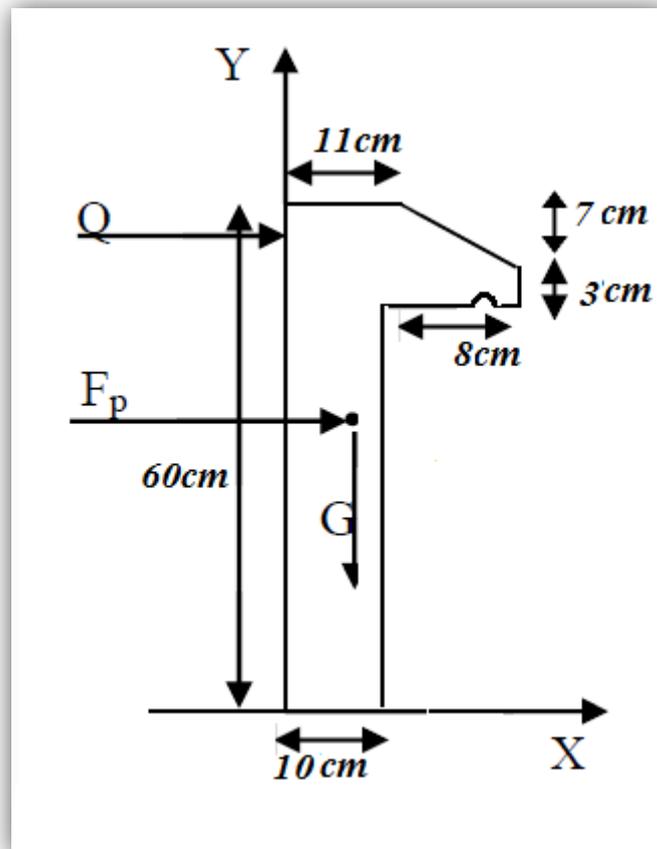


Fig. III.38. Coupe transversale de l'acrotère.

Poids propre :

$$S_{acr} = 50 \times 10 + 11 \times 10 + 3 \times 7 + \left(\frac{7 \times 7}{2}\right) = 66 \text{ cm}^2 = 0.066 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 25 \times 0.066 = 1.65 \text{ KN/ml}$$

La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Enduit de ciment :

$$G_2 = 0.16 \text{ KN/ml}$$

Alors :

$$G = G_1 + G_2 = 0.16 + 1.65 = 1.81 \text{ KN/ml}$$

III.8.2.1. Charge verticale :

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre **0,3** et **0,8** **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage **2** et Zone **IIa** (Bejaia).

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = 1.81 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.81 = 0.869 \text{ KN}$$

III.8.3. Calcul des sollicitations :

- Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 0.06 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 0.32 \text{ m}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 1.81 \text{KN}$$

$$M_G = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times y_G = 0.869 \times 0.32 = 0.278 \text{KN.m}$$

Tableau III .40. Combinaisons d'action de l'acrotère.

<i>Règlement</i>	<i>Combinaison</i>	<i>N(KN)</i>	<i>M(KN.m)</i>
<i>ELU</i>	<i>1.35G+1.5Q</i>	<i>2.44</i>	<i>0.9</i>
<i>ELS</i>	<i>G+Q</i>	<i>1.81</i>	<i>0.6</i>
<i>RPA99</i>	<i>G+Q+E</i>	<i>1.81</i>	<i>0.878</i>

III.8.4 Calcul d'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.44} = 0.367 \text{m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{m}$$

$$e_0 > \frac{h}{6}$$

La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_0 par e (L'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la structure.

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

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

Telle que :

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

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 6\text{cm}$

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} = 0.00432\text{m}$$

$$\text{Donc : } e = 0.367 + 0.02 + 0.00432 = 0.391\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.44\text{KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.44 \times 0.391 = 0.955\text{KN.m}$$

III.8.5. Ferrailage de l'acrotère :

- Calcul à l'ELU :

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

On a :

$$\frac{h}{6} < e_0$$

La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.955 + 2.44 \times (0.07 - 0.03) = 1.053\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.053 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_L = 0.392$$

Donc $A' = 0$

$\mu_{bu} < 0.186$ alors Pivot A

$$\varepsilon_{st} = 10^0/100$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA} \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0173$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.07 \times (1 - 0.4 \times 0.0173) = 0.0695m$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{0.955 \times 10^{-3}}{0.0695 \times 348} = 3.95 \times 10^{-5} m^2 = 0.395 cm^2$$

$$A = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.95 \times 10^{-5} - \frac{2.44 \times 10^{-3}}{348} = 3.25 \times 10^{-5} m^2 = 0.325 cm^2$$

Vérification à l'ELU :

1) La condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left[\frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right] = \frac{0.23 \times 1 \times 0.07 \times 2.1}{400} = 8.45 \times 10^{-5} = 0.845 cm^2$$

$$A_{min} > A_{calculée}$$

Alors on ferraille avec

$$A_{min} = 0.845 cm^2$$

On opte pour $4HA8=2.01 cm^2/ml$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.5 cm^2$$

Soit $4\emptyset6 = 1.13 cm^2/ml$

2) Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = F_p + Q = 0.869 + 1 = 1.869 KN$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA \right] = \min \left[0.15 \times \frac{25}{1.5}; 5MPA \right] = 2.5MPA$$

$$\tau_u = \frac{1.869 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} = 0.0267 \text{MPa} < \bar{\tau}_u$$

Donc il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

Espacement :

1. Armatures principale : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.3 \text{cm}$ on opte pour $S_t = 25 \text{cm}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{60}{3} = 20 \text{cm}$ on opte pour $S_t = 15 \text{cm}$

3) Vérification de l'adhérence :

$$\xi_{es} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{RPA (Article. A. 6. 1, 3)}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{cm}$$

$$\xi_{es} = \frac{1.869 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 10.048 \times 10^{-2}} = 0.295 \text{MPa}$$

$$\bar{\xi}_{es} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \quad \text{(RPA Article. A. 6. 1, 21)}$$

ψ est le coefficient de scellement = 1.5 Pour les HA

$$\bar{\xi}_{es} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$\xi_{es} < \bar{\xi}_{es}$$

Pas de risque par rapport à l'adhérence.

- **Vérification à l'ELS :**

4) Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 150\eta\right)$$

Telle que : $\eta = 1.6$ pour H.A

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : Distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{1.81} = 0.351m$$

$e_1 > d$ "c" à l'extérieur de section.

$$c = 0.07 - 0.351 = -0.281m$$

$$y = y_c + c, \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

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

$$q = -2 \times -0.281^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.281)^2}{1} = 0.0466m^3$$

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

$$p = -3 \times -0.281^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.07 + 0.281}{1} = -0.231m^2$$

On remplace le 'p' et 'q' dans l'équation :

$$y_c^3 - 0.231y_c + 0.0466 = 0$$

$$\text{Alors } y_c = -0.3m$$

$$\text{Donc } y = 0.019m$$

$$\begin{aligned} \mu_t &= \frac{b \times y}{2} - 15A \times (d - y) = \frac{1 \times 0.019}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.07 - 0.019) \\ &= 0.00935m^3 \end{aligned}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.81}{0.00935} \times 0.019 = 3.678MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{1.81 \times 10^{-3}}{0.00935} \times (0.07 - 0.019) = 0.148MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa$$

III.8.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

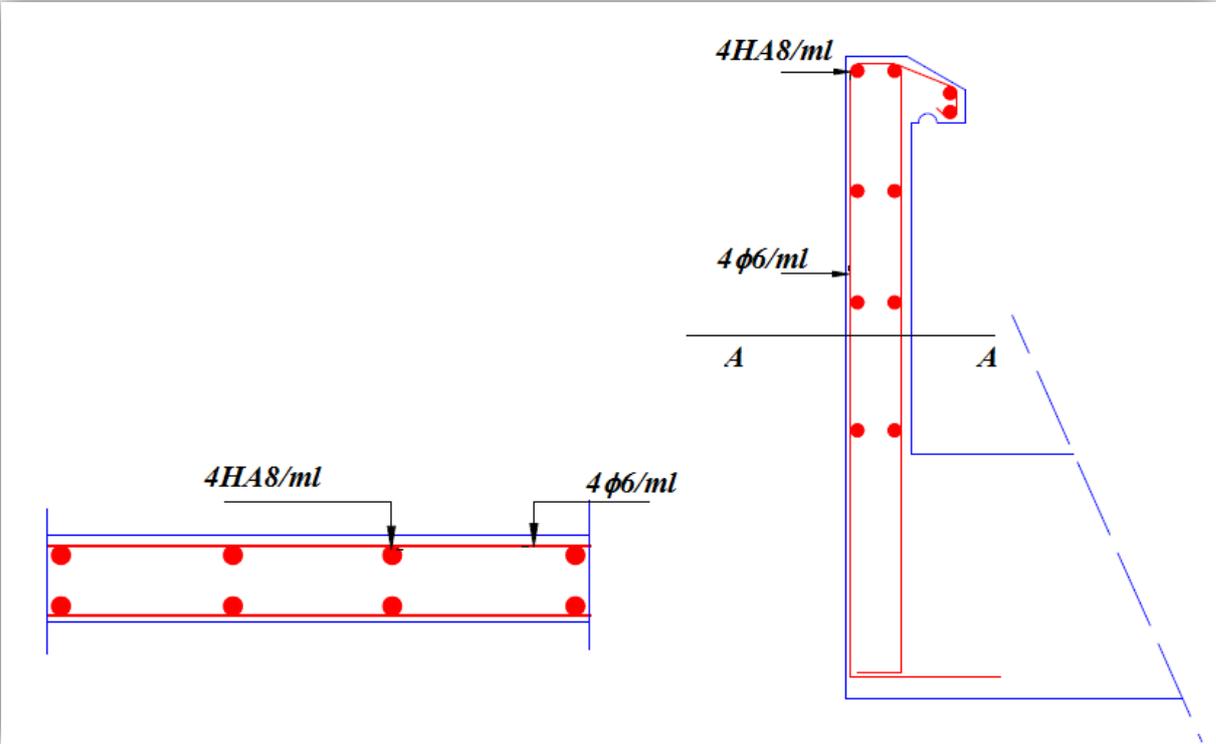
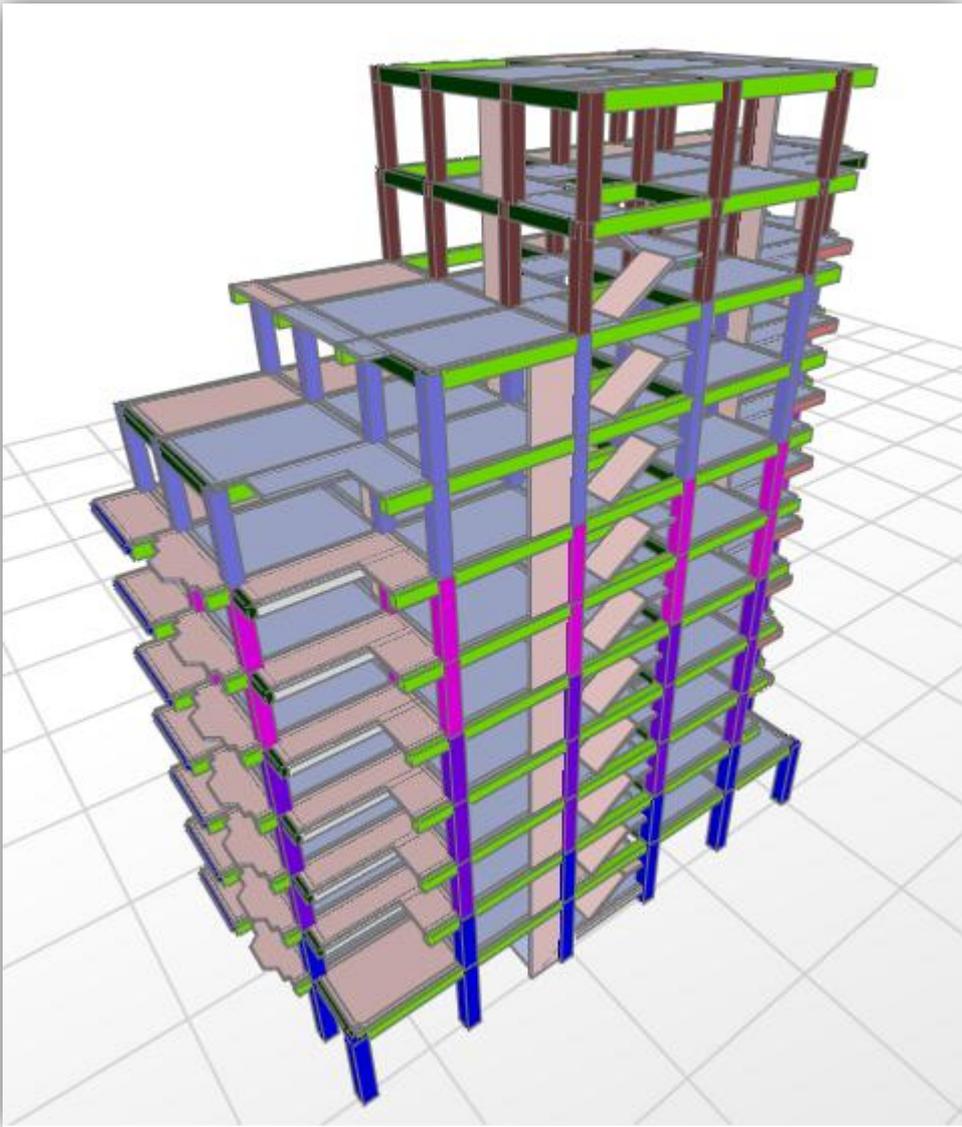


Fig. III.39. Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

Chapitre IV

Etude au séisme



IV. Etude au séisme :

IV.1 Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet de ces chargements.

Vue l'activité sismique de nord d'Algérie, les constructions doivent être conçues de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels, on respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003).

IV.2 Méthodes de calcul utilisées :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Calcul de la force sismique totale : RPA99 (Article 4.2.3)**

La force sismique totale "V", appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale, selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

-A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Il dépend de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment :

- Groupe d'usage : groupe 2

- Zone sismique : zone **IIa** $\Rightarrow A = 0.15$

-**R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur dépend du type de contreventement. Dans notre projet on adopte un système de contreventement mixte voiles-portiques. **RPA99 /2003 (Tableau 4.3)**

Alors : $R = 5$

-**Q** : facteur de qualité, il est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

Sa valeur est donnée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

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

Tableau IV .1.Valeurs des pénalités P_q .

“ Critère q ”	Observé	p_q /xx	Observé	p_q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	<i>Non</i>	<i>0.05</i>	<i>Non</i>	<i>0.05</i>
2- Redondance en plan	<i>Non</i>	<i>0.05</i>	<i>Non</i>	<i>0.05</i>
3- Régularité en plan	<i>Non</i>	<i>0.05</i>	<i>Non</i>	<i>0.05</i>
4- Régularité en élévation	<i>Non</i>	<i>0.05</i>	<i>Non</i>	<i>0.05</i>
5- Contrôle de qualité des matériaux	<i>Oui</i>	<i>0</i>	<i>Oui</i>	<i>0</i>
6- Contrôles de qualité des d'exécution	<i>Oui</i>	<i>0</i>	<i>Oui</i>	<i>0</i>

Donc : $Q_x = Q_y = 1.2$

-**W** : poids total de la structure, sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

$$h_N = 34.68m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.05$

D : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 11.07m$$

$$D_y = 25.4m$$

$$T = \min \begin{cases} 0.05 \times 34.68^{3/4} = 0.715s \\ 0.09 \times \frac{34.68}{\sqrt{11.07}} = 0.9381s \\ 0.09 \times \frac{34.68}{\sqrt{25.4}} = 0.6193s \end{cases}$$

Soit $T = 0.619s$

$$T_2 < T < 3s \Rightarrow 0.5 < 0.6193 < 3s$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_x = 1.3 \times 0.9381 = 1.22s$$

$$T_y = 1.3 \times 0.6193 = 0.805s$$

Donc :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.5}{0.938}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.347$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.5}{0.619}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.778$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st}^{xy} = \frac{A \times D_{xy} \times Q}{R} \times W$

$$V_{st}^x = \frac{0.15 \times 1.347 \times 1.2}{5} \times 30455.453 = 1476.846KN$$

$$V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.778 \times 1.2}{5} \times 30455.453 = 1949.393KN$$

IV.2.2.Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA99/2003) dès lors que les structures

considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres.
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3. Exigences du RPA99/2003 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T calculées avec le logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.4. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.4.1 Disposition des voiles de contreventement :

La forme irrégulière de la structure et la présence du garage à usage personnelle nous a posé beaucoup de difficultés pour la disposition des voiles.

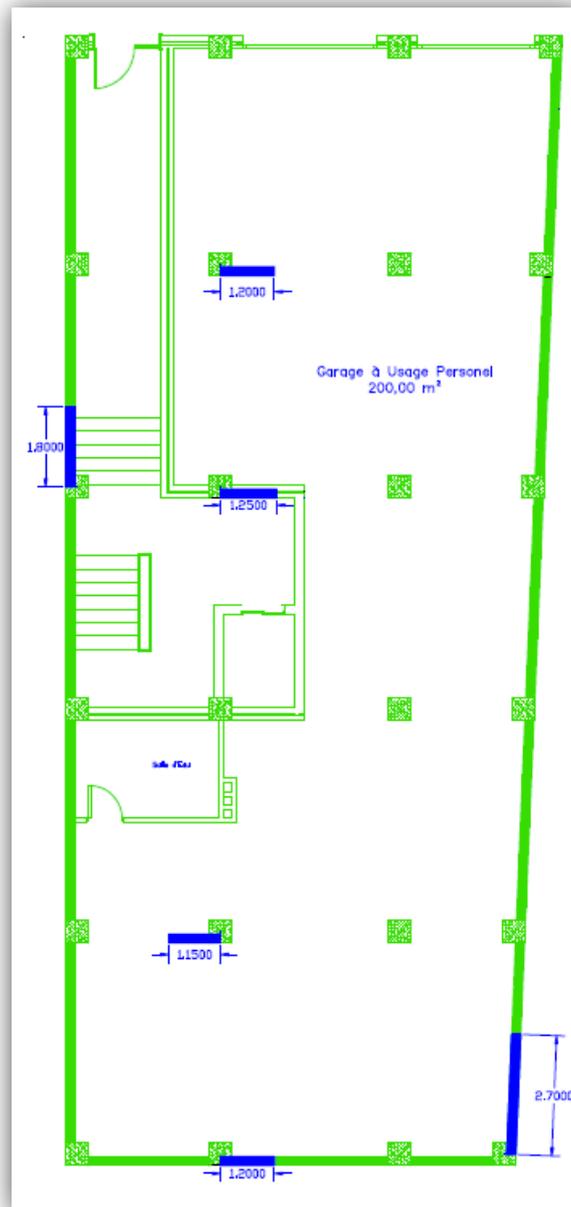


Fig. IV.1 Disposition des voiles.

IV.4.2 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

IV.4.2.1 Périodes de vibration et participation massique :

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

<i>Modes</i>	<i>Périodes</i> (<i>sec</i>)	<i>Individuel mode</i>		<i>Cumulative sum (%)</i>	
		<i>U_x</i>	<i>U_y</i>	<i>U_x</i>	<i>U_y</i>
<i>Mode 1</i>	<i>0.804824</i>	<i>0.71045</i>	<i>0.00136</i>	<i>0.71045</i>	<i>0.00136</i>
<i>Mode 2</i>	<i>0.722012</i>	<i>0.00153</i>	<i>0.74753</i>	<i>0.71199</i>	<i>0.74889</i>
<i>Mode 3</i>	<i>0.656878</i>	<i>0.04426</i>	<i>0.00056</i>	<i>0.75624</i>	<i>0.74944</i>
<i>Mode 4</i>	<i>0.45437</i>	<i>0.00000624</i>	<i>0.00000034</i>	<i>0.75625</i>	<i>0.74944</i>
<i>Mode 5</i>	<i>0.268632</i>	<i>0.11812</i>	<i>0.00007609</i>	<i>0.87437</i>	<i>0.74952</i>
<i>Mode 6</i>	<i>0.249609</i>	<i>0.00043</i>	<i>0.10836</i>	<i>0.8748</i>	<i>0.85788</i>
<i>Mode 7</i>	<i>0.225356</i>	<i>0.00176</i>	<i>0.00702</i>	<i>0.87655</i>	<i>0.86489</i>
<i>Mode 8</i>	<i>0.156783</i>	<i>0.03276</i>	<i>0.0045</i>	<i>0.90931</i>	<i>0.86939</i>
<i>Mode 9</i>	<i>0.148765</i>	<i>0.00702</i>	<i>0.03094</i>	<i>0.91633</i>	<i>0.90033</i>
<i>Mode 10</i>	<i>0.130602</i>	<i>0.00104</i>	<i>0.00718</i>	<i>0.91738</i>	<i>0.90751</i>
<i>Mode 11</i>	<i>0.124824</i>	<i>1.574E-08</i>	<i>1.414E-13</i>	<i>0.91738</i>	<i>0.90751</i>
<i>Mode12</i>	<i>0.110989</i>	<i>0.00039</i>	<i>0.00005168</i>	<i>0.91776</i>	<i>0.90756</i>

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

Les modes de vibration sont montrés sur les trois Figures suivantes.

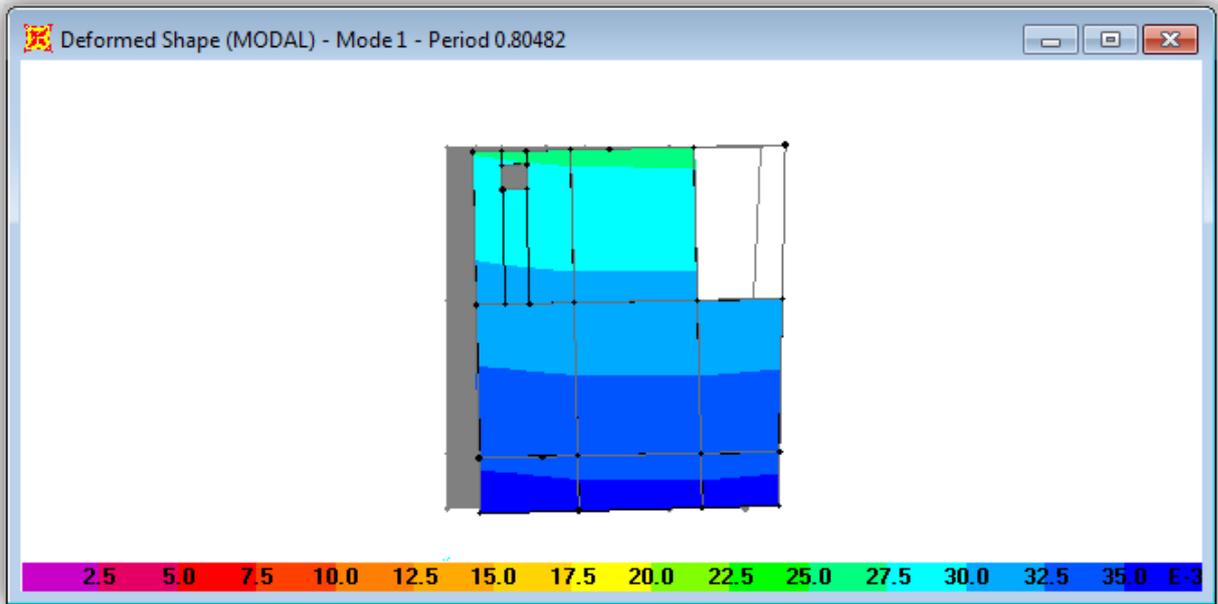


Fig. IV.2. 1^{er} mode (translation suivant X).

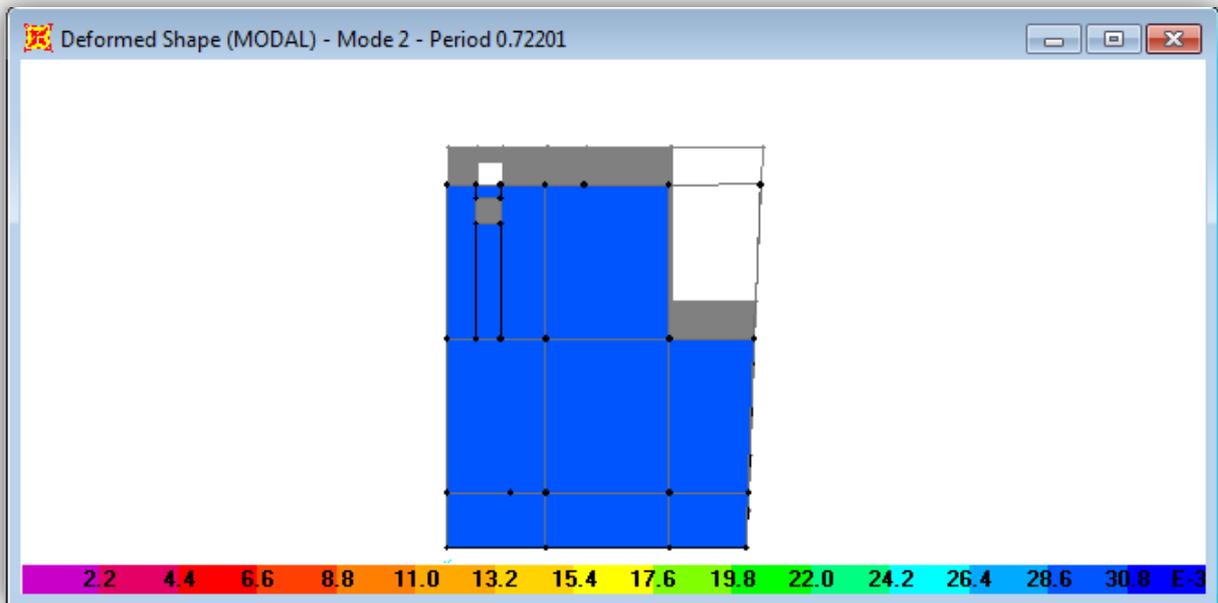


Fig. IV.3. 2^{eme} mode (translation suivant Y).

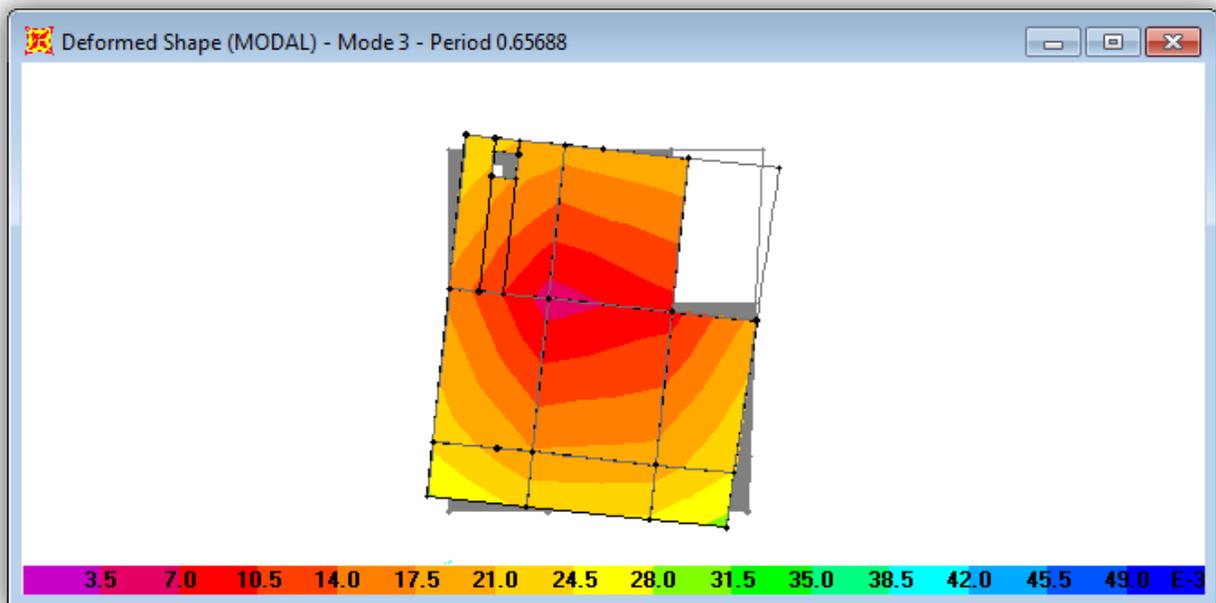


Fig. IV.4. 3^{eme} mode (torsion autour de Z).

IV.4.2.2 Vérification de l'interaction sous charges verticales :

Tableau IV.3.l'interaction sous charges verticales.

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	28568.505	5095.39	84.8639321	15.1360679
Niveau 01	25238.157	4023.849	86.2488956	13.7511044
Niveau 02	21982.607	3776.26	85.3399608	14.6600392
Niveau 03	19011.561	3350.059	85.0187106	14.9812894
Niveau 04	16069.071	2895.051	84.7340626	15.2659374
Niveau 05	12974.073	2592.515	83.3456439	16.6543561
Niveau 06	10160.039	2106.152	82.8296168	17.1703832
Niveau 07	7284.544	1681.544	81.2455109	18.7544891
Niveau 08	4813.578	1064.515	81.89013	18.10987
Niveau 09	2647.766	558.395	82.5836881	17.4163119
Niveau 10	1181.625	165.85	87.6917939	12.3082061

Le pourcentage important repris par les portiques au dernier niveau est dû à la réduction du plancher.

Tableau IV.4.L'interaction sous charges horizontales.

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)		Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile	Portique	Voile	Portique	Voile
RDC	968.479	1116.293	46.4549121	53.54509	907.15	1275.014	41.5711193	58.4288807
Niv 01	1545.697	580.38	72.7018354	27.29816	1490.539	675.812	68.8041319	31.1958681
Niv 02	1290.527	735.116	63.7094987	36.2905	1381.103	675.038	67.1696639	32.8303361
Niv 03	1264.69	619.705	67.1138482	32.88615	1380.594	529.754	72.269241	27.730759
Niv 04	1182.205	528.375	69.111354	30.88865	1323.778	406.837	76.4917674	23.5082326
Niv 05	948.414	559.791	62.8836266	37.11637	1069.237	450.453	70.358889	29.641111
Niv 06	870.589	404.792	68.2610922	31.73891	996.034	283.519	77.8423403	22.1576597
Niv 07	608.997	400.911	60.3022255	39.69777	730.689	272.615	72.8282754	27.1717246
Niv 08	514.276	209.382	71.0661666	28.93383	577.39	141.42	80.3258163	19.6741837
Niv 09	263.898	173.328	60.3573438	39.64266	361.675	83.241	81.2906256	18.7093744
Niv 10	149.03	50.781	74.5854833	25.41452	207.566	3.015	100	0

Le pourcentage important repris par les portiques au trois dernier niveaux est dû à la réduction du plancher.

IV.4.2.3. 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. Le RPA99/2003 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC+1^{er} étage	65X65	4225	2626493	0.249	vérifiée
2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage	60X60	3600	1980.406	0.220	vérifiée
5^{eme} et 6^{eme} étage	55X55	3025	1056.143	0.140	vérifiée
7^{eme} et 8^{eme} étage	50X50	2500	638.139	0.102	vérifiée
9^{eme} et 10^{eme} étage	45X45	2025	314.865	0.062	vérifiée

IV.4.2.4. Vérification de la résultante des forces sismiques.

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques.

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn}(KN)$	$V_{st}(KN)$	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens X-X	2185.849	1919.900	1.14	vérifiée
Sens Y-Y	2300.564	2534.210	0.91	vérifiée

IV.4.2.5. 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 :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements.

Niveau	hK (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δk	$\Delta k/h_k$	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δk	$\Delta k/h_k$
RDC	408	0.181	0.905	0	0.905	0.22193	0.145	0.7285	0	0.728	0.17855
Niv1	306	0.445	2.227	0.905	1.322	0.43202	0.344	1.7235	0.728	0.995	0.32516
Niv2	306	0.736	3.681	2.227	1.453	0.475	0.569	2.8475	1.723	1.124	0.36732
Niv3	306	1.032	5.164	3.681	1.483	0.48464	0.793	3.9665	2.847	1.119	0.36568
Niv4	306	1.323	6.619	5.164	1.455	0.47549	1.005	5.0255	3.966	1.059	0.34607
Niv5	306	1.607	8.038	6.619	1.419	0.46389	1.204	6.0205	5.025	0.995	0.32516
Niv6	306	1.872	9.363	8.038	1.324	0.43284	1.378	6.8945	6.020	0.874	0.28562
Niv7	306	2.115	10.577	9.363	1.214	0.39673	1.532	7.661	6.894	0.766	0.25049
Niv8	306	2.321	11.609	10.577	1.032	0.337255	1.661	8.308	7.661	0.647	0.21143
Niv9	306	2.468	12.343	11.609	0.734	0.24003	1.790	8.953	8.308	0.645	0.21094
Niv10	306	2.468	12.343	12.343	0	0	1.877	9.385	8.953	0.432	0.14117

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.4.2.6. Justification vis à vis de l'effet P_{Δ} :

Les effets du 2^{ème} ordre, effet P_{Δ} sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta \times W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δk : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : Hauteur de l'étage "k".

Tableau IV.8. Vérification de l'effet P-Δ.

Niveau	hK (cm)	P _k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δk	V _k	θ _k	Δk	V _k	θ _k
RDC	408	30455.453	0.905	2084.772	0.03242163	0.728	2182.164	0.02491994
Niv1	306	26425.251	1.322	2126.077	0.05369702	0.995	2166.351	0.03966358
Niv2	306	23254.81	1.453	2025.64	0.05453109	1.124	2056.146	0.04154356
Niv3	306	20189.556	1.483	1884.395	0.05192477	1.119	1910.348	0.03864764
Niv4	306	17124.302	1.455	1710.58	0.04760045	1.059	1730.615	0.03424419
Niv5	306	14059.048	1.419	1508.205	0.04324237	0.995	1519.69	0.03008171
Niv6	306	11090.567	1.324	1275.381	0.03763954	0.874	1279.553	0.02475629
Niv7	306	8122.086	1.214	1009.908	0.03190678	0.766	1003.304	0.02027803
Niv8	306	5349.074	1.032	723.658	0.02492892	0.647	718.81	0.0157343
Niv9	306	2947.047	0.734	437.226	0.01617899	0.645	444.916	0.01397281
Niv10	306	1211.656	0	199.811	0	0.432	210.581	0.00812311

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P-Δ peuvent être négligés.

IV.5. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles mentionnés sur la **figure IV.1** qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques. Pour la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique on a redimensionné les poteaux et les poutres selon le tableau suivant :

Tableau IV.9. Redimensionnement des poteaux et poutres.

	<i>Première dimension (cm)</i>	<i>Dimension finale (cm)</i>
<i>Poutre principale</i>	<i>30X40</i>	<i>40X50</i>
<i>Poutre secondaire</i>	<i>30X35</i>	<i>40X45</i>
Poteaux de RDC et 1^{er} étage	<i>50X50</i>	<i>65X65</i>
Poteaux de 2,3 et 4^{ème} étages	<i>45X45</i>	<i>60X60</i>
Poteaux de 5 et 6^{ème} étages	<i>40X40</i>	<i>55X55</i>
Poteaux de 7et 8^{ème} étages	<i>35X35</i>	<i>50X50</i>
Poteaux de 9et 10^{ème} étages	<i>30X30</i>	<i>45X45</i>

Chapitre V

Etude des éléments

structuraux

V. Etude des éléments structuraux :

V.1. Etude des poutres :

V.1.1 Introduction :

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000 version 14, calculés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q \mp E$
- $0.8 \times G \mp E$

V.1.2 Recommandation du RPA99/2003:

a) Armatures longitudinales RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) :

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, avec des crochets à 90° .

b). Armatures transversales RPA 99/2003 (art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$$-S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \text{ en zone nodale.}$$

$$-S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.3 Calcul du ferrailage :

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000.

- **Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul, le ferrailage de poutre principale (40X50) d'U RDC avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 71.148 \text{KN.m} \quad (\text{ELU})$$

$$M_a = 214.1939 \text{KN.m} \quad (G + Q + E_y)$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{71.148 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.47 \times 14.2} = 0.0267 < \mu_L = 0.392$$

Donc $A' = 0$

$\mu_{bu} < 0.186$ alors Pivot A

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0338$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.47 \times (1 - 0.4 \times 0.0338) = 0.464 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{71.148 \times 10^{-3}}{0.464 \times 348} = 4.45 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 4.45 \text{cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{214.1939 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.47 \times 18.48} = 0.0617 < \mu_L = 0.392$$

Donc $A' = 0$

$\mu_{bu} < 0.186$ alors Pivot A

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa} \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0797$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.47 \times (1 - 0.4 \times 0.0797) = 0.455 \text{m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{Z \times f_{st}} = \frac{214.1939 \times 10^{-3}}{0.455 \times 400} = 11.78 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 11.78 \text{cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveau	Type de poutre	section	local	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	N bre de barres
RDC	Poutre principale	40X50	Appuis	214.1939	127.49	10.53	10	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	71.148		4.45		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	40X45	Appuis	179.0341	21.768	11.54	9	12.06	6HA16
			Travée	17.5177		1.05		4.62	3HA14
1 ^{er} étage	Poutre principale	40X50	Appuis	255.5765	127.72	13.48	10	14.04	3HA14+3HA20
			Travée	71.6467		4.52		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	40X45	Appuis	195.401	47.178	12.7	9	12.32	3HA16+2HA20
			Travée	22.8798		1.59		4.62	3HA14
2 ^{eme} étage	Poutre principale	40X50	Appuis	262.8745	128.14	13,58	10	14.04	3HA14+3HA20
			Travée	71.812		4.53		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	40X45	Appuis	183.231	52.971	11.83	9	12.06	6HA16
			Travée	31.788		2.21		4.62	3HA14
3 ^{eme} étage	Poutre principale	50X40	Appuis	249.0876	129.49	12,76	10	14.04	3HA14+3HA20
			Travée	72.4757		4,57		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	40X45	Appuis	179.618	57.308	11.58	9	12.06	6HA16
			Travée	40.511		2.83		4.62	3HA14
4 ^{eme} étage	Poutre principale	40X50	Appuis	224.8356	130.35	11,10	10	12.06	6HA16
			Travée	73,144		4,62		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	40X45	Appuis	170.6506	58.821	10.95	9	12.06	6HA16
			Travée	46.6348		3.27		4.62	3HA14
5 ^{eme} étage	Poutre principale	50X40	Appuis	199.0956	130.92	9,38	10	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	73.6047		4,65		6.03	3HA16
	Poutre secondaire	45X40	Appuis	159.0084	61.421	10.15	9	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	52.4168		3.69		4.62	3HA14
6 ^{eme} étage	Poutre principale	40X50	Appuis	170.778	131.36	7,66	10	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	74.1966		4,69		6.03	3HA16
	Poutre secondaire	40X45	Appuis	144.8178	62.011	9.18	9	9.24	6HA14
			Travée	56.3604		3.98		4.62	3HA14
7 ^{eme} étage	Poutre principale	40X50	Appuis	145.2645	131.00	6,12	10	6.88	3HA14+2HA12
			Travée	74.3591		4,70		6.88	3HA14+2HA12
	Poutre secondaire	40X45	Appuis	125.0365	56.363	7.85	9	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	59.2991		4.19		4.62	3HA14
8 ^{eme} étage	Poutre principale	40X50	Appuis	129.3944	133.65	5,06	10	6.88	3HA14+2HA12
			Travée	75.4273		4,77		6.88	3HA14+2HA12
	Poutre secondaire	40X45	Appuis	108.4273	56.739	6.76	9	6.88	3HA14+2HA12
			Travée	61.0052		4.32		4.62	3HA14
9 ^{eme} étage	Poutre principale	40X50	Appuis	122.0918	125.02	4,94	10	6.88	3HA14+2HA12
			Travée	78.0526		4,94		6.88	3HA14+2HA12
	Poutre secondaire	40X45	Appuis	85.3251	52.794	5.26	9	6.88	3HA14+2HA12
			Travée	49.9989		3.52		4.62	3HA14
10 ^{eme} étage	Poutre principale	40X50	Appuis	119.4224	114.22	2,77	10	6.88	3HA14+2HA12
			Travée	44.443		2,77		4.62	3HA14
	Poutre secondaire	40X45	Appuis	70.6168	63.397	5.02	9	6.88	3HA14+2HA12
			Travée	66.8952		4.75		6.88	3HA14+2HA12

V.1.4 Vérification des armatures selon le RPA 99/2003 :**V.1.4.1 Pourcentage maximum des armatures longitudinales :****1) Poutres principales :**

En zone courante : $A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 40 \times 50 = 80cm^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 40 \times 50 = 120cm^2 > A_{adopté}$

2) Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{max} = 4\% \times b \times h = 0.04 \times 40 \times 45 = 72cm^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\% \times b \times h = 0.06 \times 40 \times 45 = 108cm^2 > A_{adopté}$

• Les longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40\phi$$

- $\phi = 20mm \Rightarrow L_r = 80cm$
- $\phi = 16mm \Rightarrow L_r = 64cm$ on opte pour $L_r = 65cm$
- $\phi = 14mm \Rightarrow L_r = 56cm$ on opte pour $L_r = 60cm$
- $\phi = 12mm \Rightarrow L_r = 48cm$ on opte pour $L_r = 50cm$

V.1.4.2 Les armatures transversales :**a) Diamètre des armatures transversales :****1. Poutres principales :**

$$\phi \leq \min(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10})$$

$$\phi \leq \min\left(1.2 ; \frac{50}{35} ; \frac{40}{10}\right) = 1.2cm$$

Soit : $\phi = 10 mm$

Donc on opte pour un cadre et un étrier : $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$

2. Poutres secondaires :

$$\phi \leq \min\left(1.2 ; \frac{40}{35} ; \frac{35}{10}\right) = 1.14cm$$

Soit : $\phi = 10 mm$

Donc on opte pour un cadre et un étrier : $A_t = 4T10 = 3.14cm^2$

b) Espacements des armatures transversales :

- Selon le CBA93 (A.5.1.2.2) :

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40cm) = \min(0.9 \times 47; 40cm) = 40cm$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 78.5cm$$

$$S_{t3} = \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 28.7cm$$

- Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l\right) = 12.5cm \text{ soit } S_t = 10cm$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 25cm \text{ soit } S_t = 15cm$$

c) Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times h$$

- ✓ Poutre principale : $A_{min} = 2.25cm^2 < A_t$
- ✓ Poutre secondaire : $A_{min} = 2.025cm^2 < A_t$

V.1.5 Vérification à l'ELU :**V.1.5.1 Condition de non fragilité :**

$$\text{Poutres principales : } A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 47 \times \frac{2.1}{400} = 2.27cm^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.79cm^2$$

Les conditions sont vérifiées.

V.1.5.2 Contrainte tangentielle maximale :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{FPN : } \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5MPa) = 3.325MPa$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPA)	$\bar{\tau}_u$ (MPA)	Observation
Principale	133.65	0.711	3.325	Vérifiée
Secondaire	63.397	0.377	3.325	Vérifiée

La contrainte tangentielle maximale est vérifiée, donc le risque de cisaillement des poutres n'est pas à craindre.

V.1.5.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Appuis de rives :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

Appuis intermédiaires :

$$A_l > \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	14.04	133.65	262.8745	3.840	-11.46	Vérifiée
Secondaires	6.88	63.397	195.401	1.82	-13.04	Vérifiée

V.1.6 Vérification à l'ELS :

V.1.6.1 Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times (A_s(d - y)^2 + \hat{A}_s \times (y - \hat{d})^2)$$

Tableau V.4 Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser} (KN. m)$	$I (cm^4)$	$y (cm)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Observation
Principales	Appuis	85.6933	125840.43	13.8	7.3	15	vérifiée
	travées	56.8226	112524.67	11.4	4.88	15	vérifiée
Secondaires	Appuis	51.3339	68458.09	10.8	6.2	15	vérifiée
	travées	48.5251	41292.80	9.00	4.8	15	vérifiée

V.1.6.2 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h}{l} = 0.1 > \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.1 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots (2) \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = 0.0312 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots (3) \text{ Condition vérifiée}$$

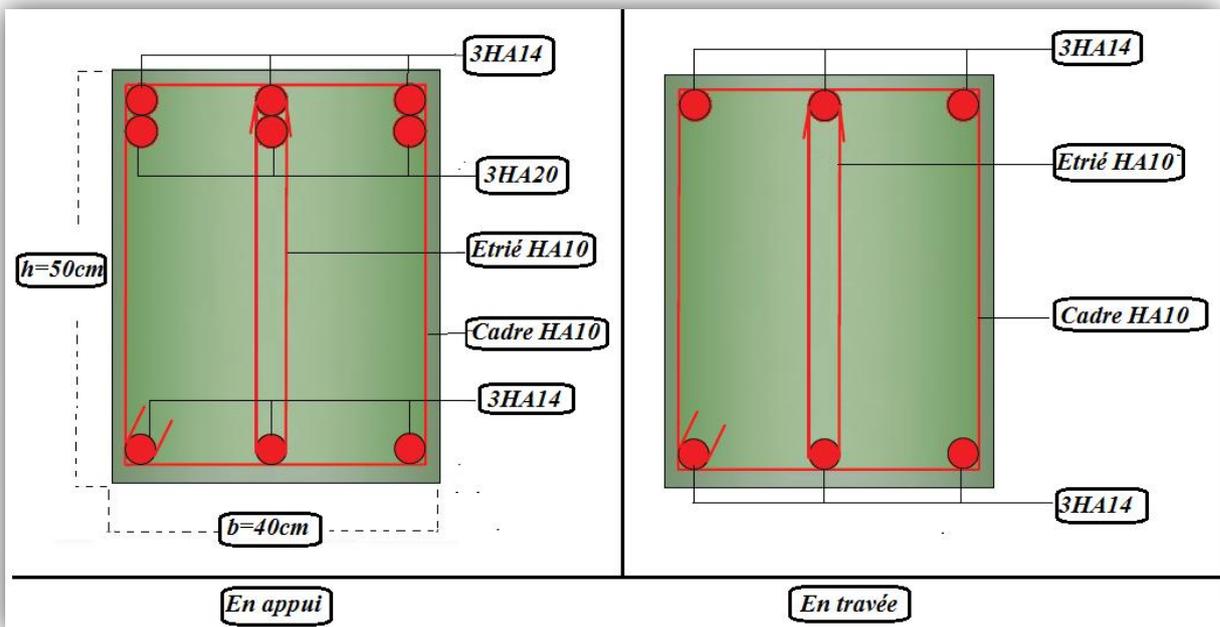


Fig. V.1. Schéma de ferrailage de la poutre principale la plus sollicitée (1^{er} étage).

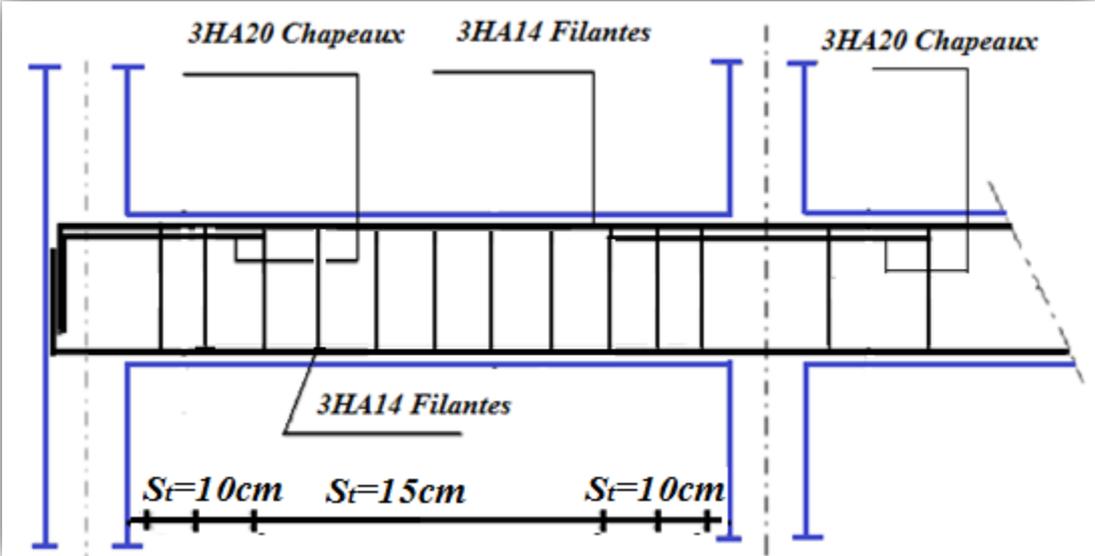


Fig. V.2. Disposition de ferrailage de la poutre principale la plus sollicitée (1^{er} étage).

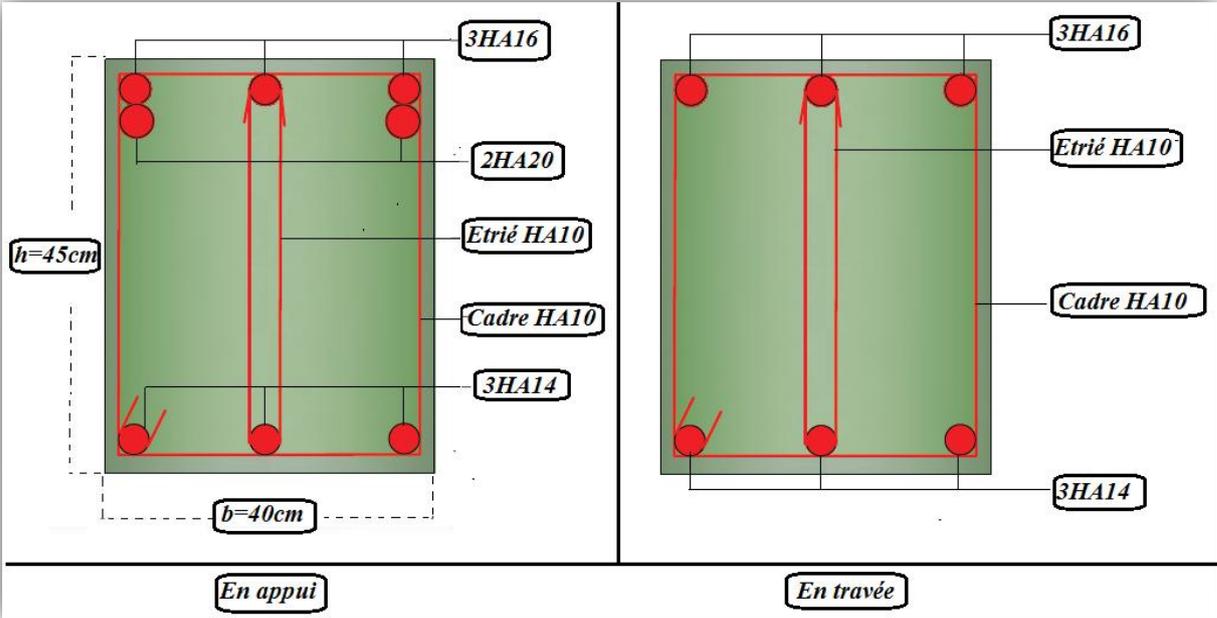


Fig. V.3. Schéma de ferrailage de la poutre secondaire la plus sollicitée (1^{er} étage).

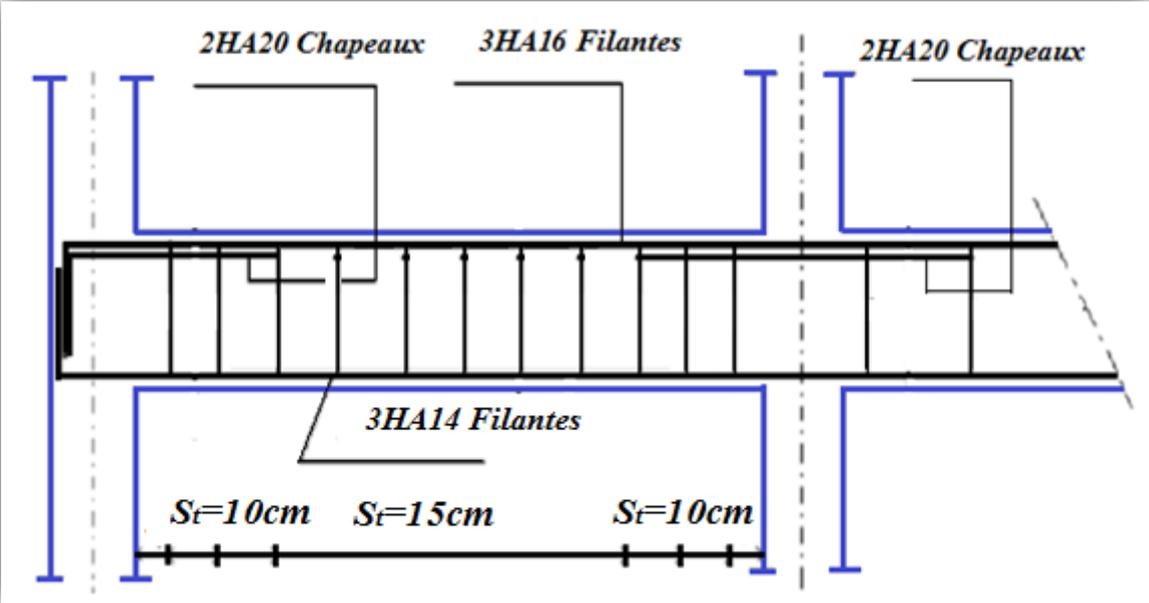


Fig. V.4. Disposition de ferrailage de la poutre secondaire la plus sollicité (1^{er} étage).

V.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $0.8 \times G \pm E$
- 4) $G + Q \pm E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal N_{max} et le moment correspondant M_{corres} .
- L'effort normal minimal N_{min} et le moment correspondant M_{corres} .
- Le moment maximum M_{max} et l'effort normal correspondant N_{corres} .

V.2.1 Recommandation du RPA99 V2003:

a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\emptyset_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement L_{min} est de $40\emptyset$ en zone IIa.
- La distance ou espacement S_t entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone IIa).
- les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par \hat{l} et \hat{h}

$$\hat{l} = 2h$$

$$\hat{h} = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.5. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	section du poteau (cm ₂)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
RDC + 1 ^{er} étage	65X65	33.8	169	253.5
2,3 et 4 ^{eme} étage	60X60	28.8	144	216
5 et 6 ^{eme} étage	55X55	24.2	121	181.5
7 et 8 ^{eme} étage	50X50	20	100	150
9 et 10 ^{eme} étage	45X45	16.2	81	121.5

b). Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u: effort tranchant de calcul.

h₁: hauteur total de la section brute.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t: espacement entre les armatures transversales prise telle que.

▲ Dans la zone nodale : **t ≤ Min(10 ϕ_L^{min}, 15cm)** (en zones IIa).

▲ Dans la zone courante : **t ≤ 15ϕ_L^{min}** (en zones IIa).

ρ_a: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{: l'élançement géométrique).} \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

t: est l'espacement des armatures transversales dont la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

▲ Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_t^{min}, 15cm)$ en zone IIa.

▲ dans la zone courante : $t \leq 15\phi_t^{min}$ en zone IIa.

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \times b_1$ en pourcentage est :

- 0.3% Si $\lambda_g \geq 5$.

- 0.8% Si $\lambda_g \leq 3$

- Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ (au minimum).

V.2.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.6. Sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$
RDC et 1 ^{er} étage	2697.192	20.3966	223.8809	939.009	1057.918	21.6592
2,3 et 4 ^{ème} étage	1980.406	139.3831	208.2091	756.502	111.206	126.9784
5 et 6 ^{ème} étage	1233.922	3.4013	164.6636	471.551	54.911	36.6422
7 et 8 ^{ème} étage	809.291	861.2487	117.405	342.544	38.35	3.7695
9 et 10 ^{ème} étage	412.108	5.5967	72.7123	107.915	62.89	18.8558

V.2.3 Calcul du ferrailage :

Le tableau suivant résume le calcul des armatures des différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.7. Ferrailage des poteaux.

Niveaux	sections	\hat{A} (cm^2)	A (cm^2)	A_{Rpa} (cm^2)	A_{Adapt} (cm^2)	Nombre de barres
RDC et 1 ^{er} étage	65 × 65	12.31	14.14	33.8	36.69	4HA20+12HA16
2, 3 et 4 ^{ème} étage	60 × 60	0	7.09	28.8	30.28	12HA16+4HA14
5 et 6 ^{ème} étage	55 × 55	0	2.47	24.2	26.52	4HA16+12HA14
7 et 8 ^{ème} étage	50 × 50	2.24	0	20	20.36	4HA16+8HA14
9 et 10 ^{ème} étage	45 × 45	0	3.08	16.2	18.47	12HA14

V.2.4 Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8. Calcul des armatures transversales.

Sections (cm^2)	ϕ_l^{min} (cm)	V_d (KN)	l_r (cm)	t Zone nodale	t Zone courante	A_t (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_t^{adop}	Nombre de barres
65X65	1.4	154.523	64	10	10	3.34	4.66	6.28	8HA10
60X60	1.4	148.508	64	10	10	3.48	3.5	4.71	6HA10
55X55	1.4	116.594	64	10	10	2.98	3.5	4.71	6HA10
50X50	1.4	82.677	64	10	10	2.33	3.5	4.71	6HA10
45X45	1.4	62.15	56	10	10	1.94	3.5	4.71	6HA10

V.2.5 Vérifications :

V.2.5.1 Vérification au flambement :

Selon le BAEL 99 (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 des instabilités par flambement. On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \dots \dots \dots \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$$

$l_f = 0.7l_0$: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

Tableau V.9.Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u (MN)	N _d (MN)	observ
RDC et 1 ^{er} étage	65X65	4.08	2.856	15.220729	0.81902152	36.69	0.3969	7.06502178	2.69719	Vérifiée
2, 3 et 4 ^{ème} étage	60X60	3.06	2.142	12.366842	0.82929289	30.28	0.3364	6.03961302	1.98040	Vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	55X55	3.06	2.142	13.491102	0.82547041	26.52	0.2809	5.05541723	1.23392	Vérifiée
7 et 8 ^{ème} étage	50X50	3.06	2.142	14.840211	0.82049799	20.36	0.2304	4.08184655	0.80929	Vérifiée
9 et 10 ^{ème} étage	45X45	3.06	2.142	16.489123	0.8138719	18.47	0.1849	3.30961716	0.41210	Vérifiée

V.2.5.2 Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, 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 là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser}}{I_{yy}} V$$

$S = b \times h + 15(A + \hat{A})$ Section homogène.

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(\hat{A} \times \hat{d} + A \times d)}{S} \quad \text{et } \hat{V} = h - V$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3}(V^3 + \hat{V}^3) + 15\hat{A}(V - \hat{d})^2 + 15A(d - V)^2$$

Tableau V.10. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	d (m)	A _s (cm ²)	v (cm)	ŷ (cm)	I _{yy} (cm ⁴)	N _{ser} (KN)	M _G ^{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC et 1 ^{er} étage	65X65	0.6	36.69	35.66	29.34	341344	1971.023	6243.335	1.06498618	15
2, 3 et 4 ^{ème} étage	60X60	0.55	30.28	32.8	27.2	1332071	1412.223	3956.307	0.44575311	15
5 et 6 ^{ème} étage	55X55	0.5	26.52	30.11	24.89	940533	901.736	2355.917	0.33887156	15
7 et 8 ^{ème} étage	50X50	0.45	20.36	27.17	22.83	629694	591.544	1285.464	0.2663241	15
9 et 10 ^{ème} étage	45X45	0.4	18.47	24.61	20.39	416354	301.513	640.229	0.16881874	15

V.2.5.3 Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99/2003 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5. \end{cases}$$

Tableau V.11. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC et 1 ^{er} étage	65X65	2.856	4.39	0.04	60	154.523	0.396	1	vérifiée
2, 3 et 4 ^{ème} étage	60X60	2.142	3.57	0.04	55	148.508	0.450	1	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	55X55	2.142	3.89	0.04	50	116.594	0.424	1	vérifiée
7 et 8 ^{ème} étage	50X50	2.142	4.28	0.04	45	82.677	0.367	1	vérifiée
9 et 10 ^{ème} étage	45X45	2.142	4.76	0.04	40	62.15	0.345	1	vérifiée

V.2.5.4 Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_E| + |M_W|)$$

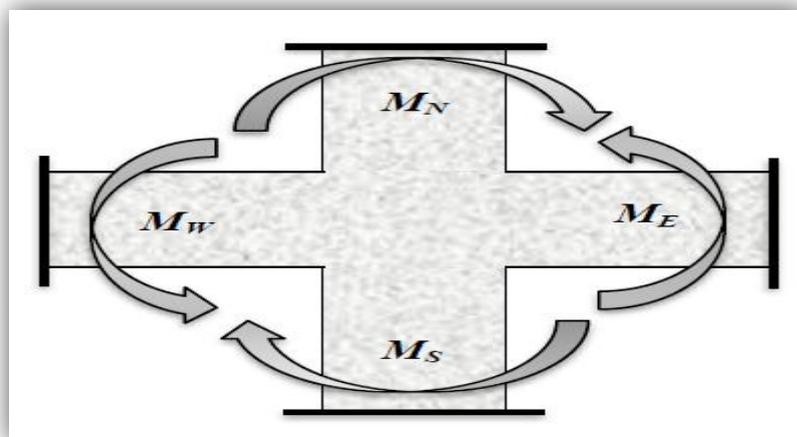


Fig. V.5. Schéma de la zone nodale.

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec : $Z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	65X65	58.5	36.69	746.935
2, 3 et 4 ^{ème} étage	60X60	54	30.28	569.022
5 et 6 ^{ème} étage	55X55	49.5	26.52	456.834
7 et 8 ^{ème} étage	50X50	45	20.36	318.838
9 et 10 ^{ème} étage	45X45	40.5	18.47	260.316

b) Détermination des moments résistants dans les poutres.

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

Tableau V.13. Vérification de la zone nodale pour les poutres principales.

Niveaux	M _N (KN.m)	M _S (KN.m)	M _N + M _S (KN.m)	M _W (KN.m)	M _E (KN.m)	1.25 × (M _W + M _E)	Observation
RDC	705.44	705.44	1410.88	225.84	225.84	564.61	Vérifiée
1 ^{er} étage	275.98	705.44	981.42	275.98	275.98	689.95	Vérifiée
2 ^{ème} étage	537.41	537.41	1074.82	275.98	275.98	689.95	Vérifiée
3 ^{ème} étage	537.41	537.41	1074.82	275.98	275.98	689.95	Vérifiée
4 ^{ème} étage	431.45	537.41	968.86	246.70	246.70	616.74	Vérifiée
5 ^{ème} étage	431.45	431.45	862.91	246.70	246.70	616.74	Vérifiée
6 ^{ème} étage	301.12	431.45	732.58	246.70	246.70	616.74	Vérifiée
7 ^{ème} étage	301.12	301.12	602.25	203.51	203.51	508.78	Vérifiée
8 ^{ème} étage	245.85	301.12	546.98	203.51	203.51	508.78	Vérifiée
9 ^{ème} étage	245.85	245.85	491.71	167.13	167.13	417.82	Vérifiée
10 ^{ème} étage	0.00	245.85	245.85	170.09	170.09	425.21	N vérifiée

Tableau V.14.Vérification de la zone nodale pour les poutres secondaires.

Niveaux	M_N (KN.m)	M_S (KN.m)	M_N + M_S (KN.m)	M_W (KN.m)	M_E (KN.m)	$1.25 \times (M_W$ + $M_E)$	Observation
RDC	705.44	705.44	1410.88	222.03	222.03	555.07	Vérifiée
1 ^{er} étage	222.03	705.44	927.47	225.49	225.49	563.72	Vérifiée
2 ^{ème} étage	537.41	537.41	1074.82	222.03	222.03	555.07	Vérifiée
3 ^{ème} étage	537.41	537.41	1074.82	222.03	222.03	555.07	Vérifiée
4 ^{ème} étage	431.45	537.41	968.86	222.03	222.03	555.07	Vérifiée
5 ^{ème} étage	431.45	431.45	862.91	203.26	203.26	508.15	Vérifiée
6 ^{ème} étage	301.12	431.45	732.58	184.49	184.49	461.23	Vérifiée
7 ^{ème} étage	301.12	301.12	602.25	168.12	168.12	420.29	Vérifiée
8 ^{ème} étage	245.85	301.12	546.98	153.08	153.08	382.69	Vérifiée
9 ^{ème} étage	245.85	245.85	491.71	153.08	153.08	382.69	Vérifiée
10 ^{ème} étage	0.00	245.85	245.85	183.16	183.16	457.90	N vérifiée

D'après le **RPA99 (Art 7.6.2)** cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

La vérification des zones nodales est justifiée pour tous les niveaux sauf pour le dernier étage à cause de l'absence de M_N .

• Schémas de ferrailage :

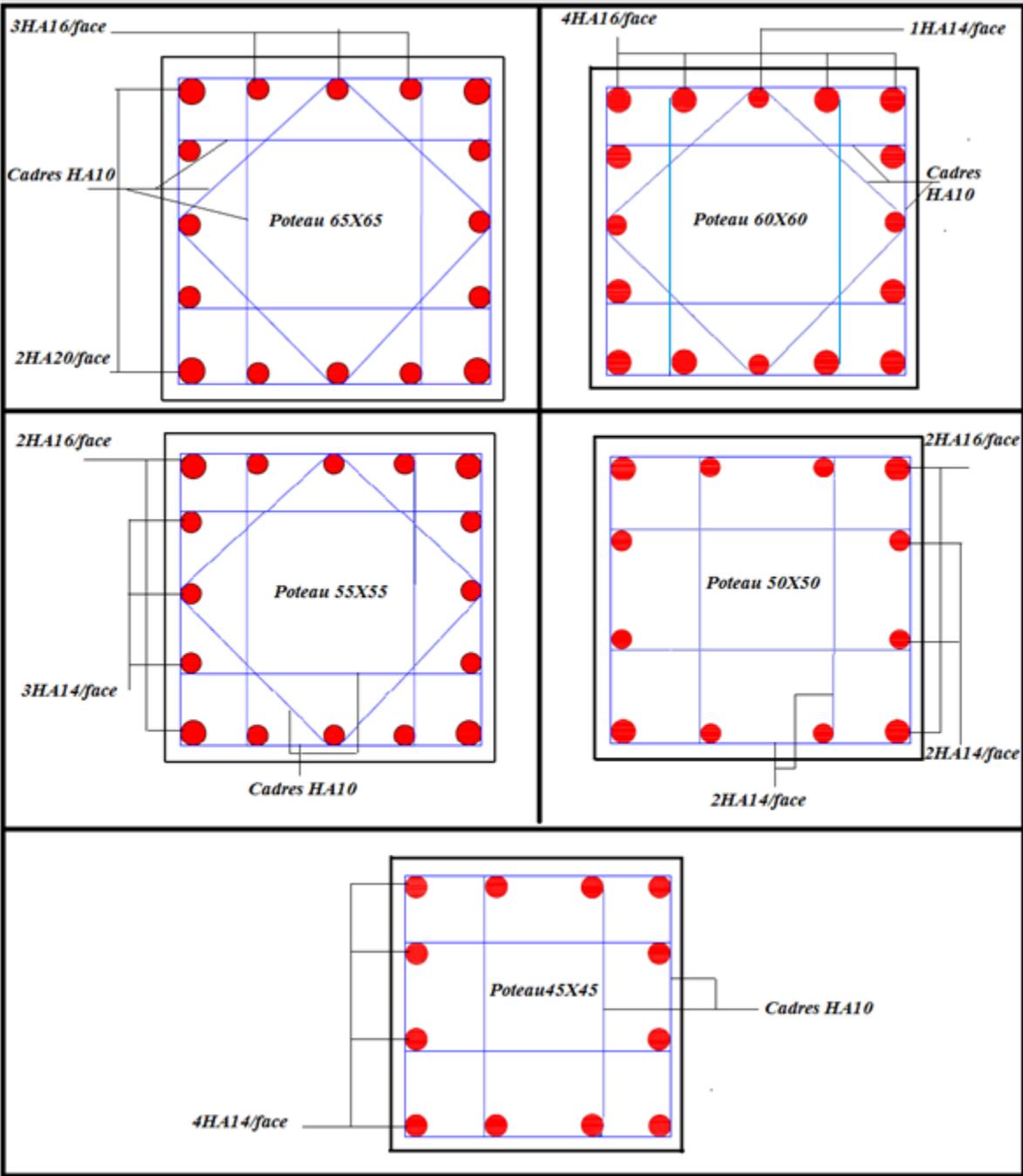


Fig. V.6. Disposition de ferrailage Schéma de ferrailage des poteaux.

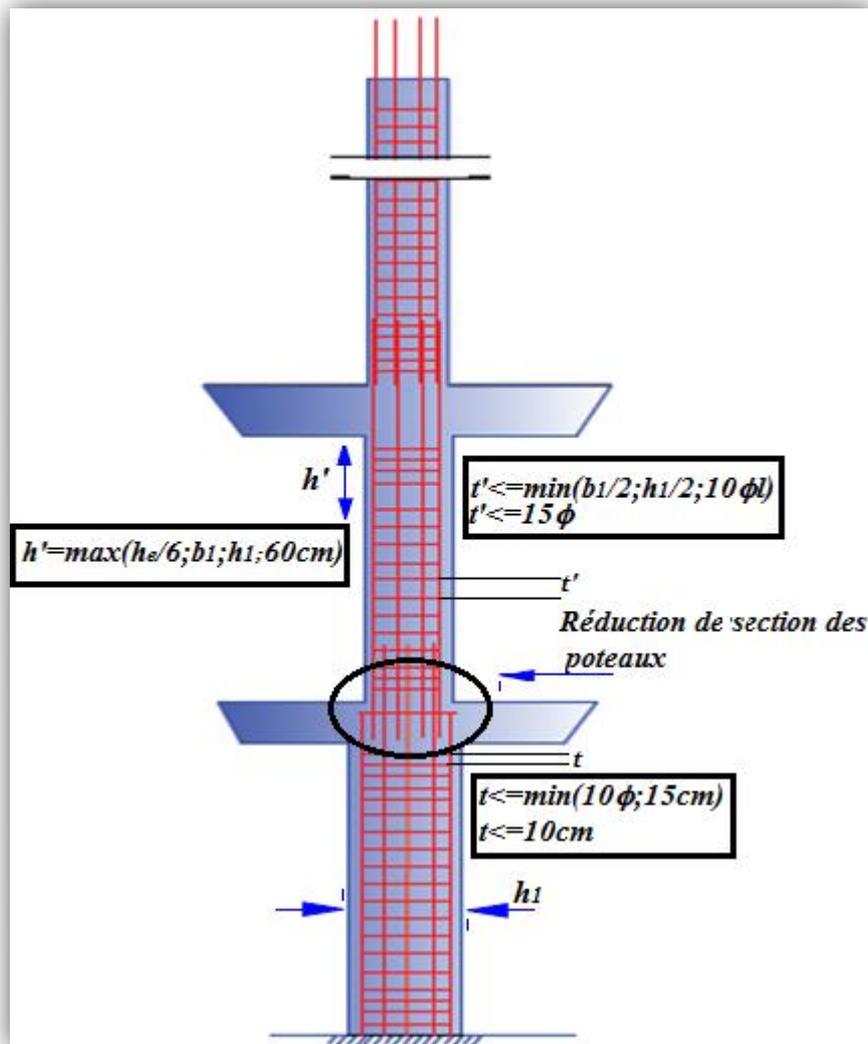


Fig. V.7. Réduction des sections de poteaux.

V.3. Étude des voiles :

Le **RPA99 version 2003** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant trois niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Donc les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

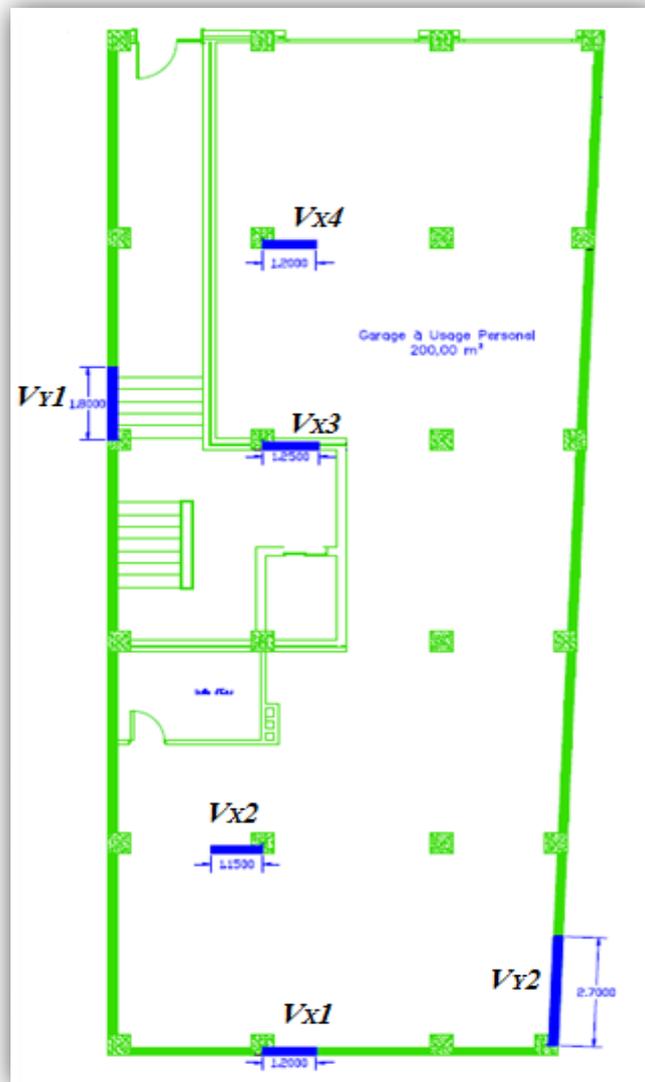


Fig. V.8. Localisation des voiles.

V.3.1 Recommandations du RPA99/2003 :

a). Aciers verticaux : RPA99/2003 (article 7.7.4.1)

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

l_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être 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 la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Aciers horizontaux : RPA99 (article 7.7.4.2)

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule suivante :

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e} \text{ avec } V = 1.4 \times V_u$$

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

❖ Pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min} = 0.15\% \times e \times h$... dans la section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\% \times e \times h$... dans la zone courante.

❖ L'espacement : $S_t \leq \min(1.5 \times a; 30cm)$

❖ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ Longueurs de recouvrement :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Ø: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.3.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1}.

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
	$N(KN)$	$M(KN.m)$	$M(KN.m)$	$N(KN)$	$N(KN)$	$M(KN.m)$	
RDC	- 940.537	65.6592	-468.165	788.0916	-245.18	109.1593	304.866
1 ^{er} étage	- 722.482	-259.464	-334.434	266.0901	- 169.696	264.9446	157.567
2, 3 et 4 ^{ème} étage	- 713.459	-319.918	-319.918	-713.459	-139.38	295.2921	-198.223
5 et 6 ^{ème} étage	- 508.791	-234.439	-508.791	-234.439	-87.124	226.2108	-156.493
7 et 8 ^{ème} étage	- 360.299	-170.36	-360.299	-170.36	-45.025	167.2074	-122.885
9 et 10 ^{ème} étage	- 149.924	-65.9293	-149.924	-65.9293	7.297	55.4397	-53.854

V.3.3 Calcul de ferrailage :

- Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($e \times h$).

- Armatures horizontales :

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_V^{min} = 0.15\% \times e \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.

A_V^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.

A_V^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times L$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.

$A_h^{cal} = \frac{A_v^{adop}}{4}$: section d'armature calculée.

A_h^{adop} : section d'armature adoptée pour 1m linéaire.

Tableau V.16.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux .

Dimensions	$L = 1.2 m ;$ $e=0.2m ;$ $h=4.08m$	$L = 1.2 m ; e = 0.15 m ; h = 3.06 m$				
		Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2, 3, 4 ^{ème} étage	5,6 ^{ème} étage
$M (KN.m)$	65.6592	334.434	198.223	226.2108	167.2074	55.4397
$N (KN)$	940.537	266.0901	295.2921	87.124	45.025	7.297
$V(KN)$	304.866	157.567	198.223	156.493	122.885	53.854
$\tau (MPa)$	2.062	1.021	1.713	1.352	1.062	0.465
$A_v^{cal} / face$ (cm^2)	15.982	11.195	8.247	4.443	3.51	1.425
$A_v^{min} (cm^2)$	4.6	3.6	2.7	2.7	2.7	2.7
$A_v^{adop} / face$ (cm^2)	16.08	12.06	9.24	4.71	4.71	4.71
N^{barre}	8HA16	6HA16	6HA14	6HA10	6HA10	6HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal} / face$ (cm^2)	4.02	3.015	2.31	1.18	1.18	1.18
$A_h^{min} (cm^2)$	3.45	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
$A_h^{adop} / face$ (cm^2)	4.52	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
N^{barre} / ml	4HA12	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
$S_t (cm)$	25	25	25	25	25	25

Tableau V.17.Sollicitations de calcul dans le voile Vx2 dans tous les niveaux.

Dimensions	$L = 1.15 \text{ m} ;$ $e=0.2 \text{ m} ;$ $h=4.08 \text{ m}$	$L = 1.15 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; h = 3.06 \text{ m}$				
		Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2, 3, 4 ^{ème} étage	5,6 ^{ème} étage
$M \text{ (KN.m)}$	56.4743	35.3961	7.647	22.859	29.187	48.739
$N \text{ (KN)}$	1121.465	874.13	828.528	612.019	459.134	269.65
$V \text{ (KN)}$	291.959	182.188	216.013	156.604	111.939	51.387
$\tau \text{ (MPa)}$	2.062	1.98	1.64	1.41	1.01	0.463
A_v^{cal} / face (cm^2)	18.239	13.89	12.2	9.66	7.7	5.71
$A_v^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	3.45	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59
A_v^{adp} / face (cm^2)	18.69	14.58	12.53	9.83	8.02	6.32
N^{barre}	7HA16+ 3HA14	8HA14+ 2HA12	3HA14+ 7HA12	8HA12+ 1HA10	5HA12+ 3HA10	8HA10
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} / face (cm^2)	4.67	3.65	3.13	2.46	2.01	1.58
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	3.45	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59
A_h^{adp} / face (cm^2)	4.71	3.93	3.14	3.14	3.14	3.14
N^{barre} / ml	6HA10	5HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
$S_t \text{ (cm)}$	15	20	25	25	25	25

Tableau V.18.Sollicitations de calcul dans le voile Vx3 dans tous les niveaux.

Dimensions	$L = 1.25 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; h = 4.08 \text{ m}$	$L = 1.25 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; h = 3.06 \text{ m}$				
		Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2, 3, 4 ^{ème} étage	5,6 ^{ème} étage
$M \text{ (KN.m)}$	803.5766	24.2541	14.7785	3.0151	41.807	100.0594
$N \text{ (KN)}$	184.024	952.327	896.216	622.301	415.116	27.674
$V \text{ (KN)}$	324.578	138.982	165.056	129.336	86.531	115.457
$\tau \text{ (MPa)}$	2.02	1.153	1.37	1.07	0.718	0.958
$A_v^{cal} / \text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	16.45	14.526	13.39	9.05	7.41	2.01
$A_v^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	3.75	2.81	2.81	2.81	2.81	2.81
$A_v^{adp} / \text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	18.09	15.27	13.86	9.15	7.79	3.14
N^{barre}	9HA16	3HA16+ 6HA14	9HA14	6HA12+ 3HA10	2HA12+ 7HA10	4HA10
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal} / \text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	4.52	3.82	3.47	2.29	1.95	0.79
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	3.75	2.81	2.81	2.81	2.81	2.81
$A_h^{adp} / \text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	4.71	3.93	3.93	3.93	3.93	3.93
N^{barre} / ml	6HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
$S_t \text{ (cm)}$	15	20	20	20	20	20

Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile Vx4 dans tous les niveaux.

Dimensions	$L = 1.2 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; h = 4.08 \text{ m}$	$L = 1.2 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; h = 3.06 \text{ m}$			
	RDC	1 ^{er} étage	2, 3, 4 ^{ème} étage	5,6 ^{ème} étage	7, 8 ^{ème} étage
$M \text{ (KN.m)}$	720.7461	1.1585	22.1667	27.8684	116.7814
$N \text{ (KN)}$	6.23	716.629	666	406.845	34.246
$V \text{ (KN)}$	288.38	125.619	184.208	143.98	100.436
$\tau \text{ (MPa)}$	1.87	1.09	1.59	1.24	0.87
$A_V^{cal} / \text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	17.34	10.34	40.58	6.85	2.42
$A_V^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	3.6	3.6	3.6	3.6	2.7
$A_V^{adp} / \text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	18.09	10.58	10.58	7.11	3.16
N^{barre}	9HA16	1HA14+8HA12	1HA14+8HA12	9HA10	4HA10
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	20	20
$A_h^{cal} / \text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	4.52	2.65	2.65	1.78	0.79
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	3.75	2.7	2.7	2.7	2.7
$A_h^{adp} / \text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	4.71	3.14	3.14	3.14	3.14
$N^{barre/ml}$	6HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
$S_t \text{ (cm)}$	15	25	25	25	25

Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile Vy1 dans tous les niveaux.

Dimensions	$L = 1.8 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m} ; h = 4.08 \text{ m}$				
	$L = 1.8 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; h = 3.06 \text{ m}$				
Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2, 3, 4 ^{ème} étage	5,6 ^{ème} étage	7, 8 ^{ème} étage
$M \text{ (KN.m)}$	1387.533	126.0049	62.5427	13.1589	12.6247
$N \text{ (KN)}$	139.81	1090.57	995.26	659.15	409.982
$V \text{ (KN)}$	480.68	234.994	254.299	202.775	140.826
$\tau \text{ (MPa)}$	2.08	1.35	1.465	1.17	0.81
$A_v^{cal} / \text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	23.63	16.26	13.74	9.79	6.2
$A_v^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
$A_v^{adp} / \text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	24.12	16.43	13.97	10.16	6.32
N^{barre}	12HA16	7HA14+5HA12	1HA14+11HA12	2HA12+10HA10	8HA10
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	20	20
$A_h^{cal} / \text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	6.03	4.11	3.49	2.54	1.58
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	5.4	4.05	4.05	4.05	4.05
$A_h^{adp} / \text{face} \text{ (cm}^2\text{)}$	6.79	4.71	4.71	4.71	4.71
N^{barre}/ml	6HA12	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
$S_t \text{ (cm)}$	15	15	15	15	15

Tableau V.21. Sollicitations de calcul dans le voile Vy2 dans tous les niveaux.

Dimensions	$L = 2.7 \text{ m} ;$ $e = 0.2 \text{ m} ;$ $h = 4.08 \text{ m}$	$L = 2.7 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; h = 3.06 \text{ m}$				
	Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2, 3, 4 ^{ème} étage	5,6 ^{ème} étage	7, 8 ^{ème} étage
$M \text{ (KN.m)}$	311.3385	207.9262	97.003	253.2786	84.0534	149.8866
$N \text{ (KN)}$	1683.03	1369.65	1239.778	826.789	570.275	42.624
$V \text{ (KN)}$	796.389	449.733	430.486	274.765	178.497	105.983
$\tau \text{ (MPa)}$	2.3	1.73	1.65	1.055	0.69	0.407
A_v^{cal} / face (cm^2)	25.36	20.01	16.84	13.85	8.3	1.09
$A_v^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	10.8	8.1	8.1	8.1	8.1	8.1
A_v^{adp} / face (cm^2)	26.13	20.96	17.15	14.69	8.69	8.69
N^{barre}	13HA16	2HA16+ 11HA14	6HA14+ 7HA12	13HA12	11HA10	11HA10
$S_t \text{ (cm)}$	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} / face (cm^2)	6.53	5.24	4.29	3.67	2.17	2.03
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	8.1	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08
A_h^{adp} / face (cm^2)	9.05	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
$N^{barre/ml}$	8HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
$S_t \text{ (cm)}$	12	15	15	15	15	15

V.3.4 Exemple de schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on prendra comme exemple celui du RDC (V_{x1}).

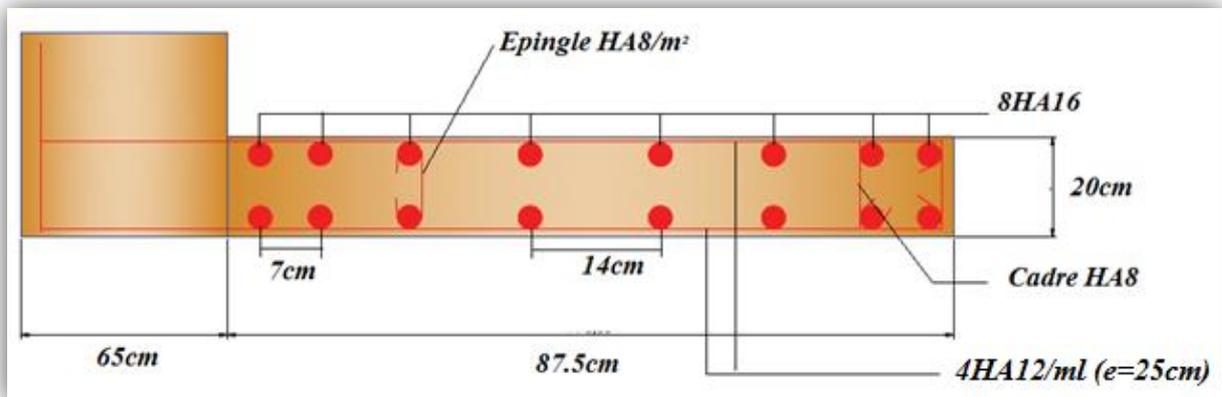


Fig. V.9. Schéma de ferrailage de voile (V_{x1}) au niveau du RDC.

Chapitre VI

Etude des fondations

VI. Etude des fondations :

VI.1. Introduction :

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elles constituent un ensemble rigide capable de répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend, essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Le taux de charge transmise..
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

Selon **RPA 99(Art 10-1-4)**, les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

VI.3. Etude des fondations :

VI.3.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaire ($a \times b$), donc les semelles sont rectangulaires ($A \times B$).

Soit :

$$N = 3252.271KN.$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.5bar.$$

N : L'effort normal agissant sur le poteau le plus sollicité, obtenu par le SAP2000.

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Alors : } A = B = \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.65} \times \frac{3.252271}{0.15}} = 4.65m$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI .3.2. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle filante comme suit :

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} ; N = N_{semelle} + \sum N_i$$

Avec :

B : Largeur de la semelle. L : Longueur de la semelle.

On a :

Le portique le plus sollicité :

a, b : Dimensions du poteau, h_{ap} : Hauteur estimé d'avant poteau, h_s, l_s : Hauteur et largeur estimé de la semelle, L : Longueur de la semelle.

$$\begin{aligned} N_{semelle1} &= 4 \times (f_{c28} \times a \times b \times h_{ap}) + (f_{c28} \times h_s \times l_s \times L) \\ &= 4 \times (25 \times 0.65 \times 0.65 \times 1.5) + (25 \times 0.45 \times 1.5 \times 24.92) \\ &= 483.9KN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum N_i &= (1092.167 + 1688.097 + 1698.673 + 1798.401 + 2265.985 \\ &\quad + 3252.271) = 11795.594KN \end{aligned}$$

$$B_1 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{[11795.594 + 4.83.9] \times 10^{-3}}{0.15 \times 24.92} = 3.28m$$

$$B_2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = 2.75m$$

L'entre axe des deux portiques précédent est de 2.32 m, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

VI .3.3. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI .3.3. 1. Pré dimensionnement :

- La condition de coffrage :

$$h_t = \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{max} = 5m \Rightarrow \frac{500}{10} = 50cm$$

$$h_r = \frac{L_{max}}{20} = 25cm$$

- La condition de rigidité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{4}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

K : Coefficient de raideur du sol. Pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 KN/m^3$.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

E : Module de Young du béton. $E = 3.216 \times 10^7 KN/m^2$.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.727m$$

On prend : $h_t = 75cm$

- Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.17MPa.$$

On considère une bonde de largeur $b = 1m$.

$$V_u = \frac{N_s \times L_{max}}{2 \times S_{structure}} \times b = \frac{34.775519 \times 5}{2 \times 267.843} \times 1 = 0.3246MN.$$

$$d \geq \frac{V_u}{1.17 \times b} = \frac{0.3246}{1.17 \times 1} = 0.28m$$

Alors :

$$h_t = 75cm$$

$$h_r = 30cm$$

- La surface du radier :

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

N : Effort transmis de la superstructure + poids du radier + poids des terres.

- **Poids du radier :**

$$P_{rad} = S_{structure} \times h_r \times \gamma_b = 267.843 \times 0.3 \times 25 = 3348.038KN$$

- **Poids des terres :**

$$P_{terres} = S_{structure} \times \gamma_h \times (D - h_t) = 267.843 \times 19 \times (1.5 - 0.75) = 3816.763KN$$

D : Ancrage du radier.

Alors :

$$N = 3348.038 + 3816.763 + 34775.519 = 41940.32KN$$

$$S_{rad} \geq \frac{41.94032}{0.15} = 279.602m^2$$

$$S_{bat} = 267.843m^2 < S_{rad} = 279.602m^2.$$

$$S_{débord} = S_{rad} - S_{bat} = 279.602 - 267.843 = 11.759m^2.$$

On a le périmètre du bâtiment $P = 71.91m$.

Donc le débord D_ϵ est égale à :

$$D_\epsilon = \frac{S_{débord}}{p} = \frac{11.759}{71.91} = 0.16m$$

On prend : $D_\epsilon = 0.2m$

Donc : $S_{rad} = 282.381m^2$.

VI .3.3. 2. Vérifications :

- **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

N_d : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité à partir du SAP.

U_c : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h_t = 0.65 + 0.75 = 1.4m$$

$$B = b + h_t = 0.65 + 0.75 = 1.4m$$

$$\left. \begin{array}{l} A = a + h_t = 0.65 + 0.75 = 1.4m \\ B = b + h_t = 0.65 + 0.75 = 1.4m \end{array} \right\} U_c = 5.6m$$

$$N_d = 3.252271MN \leq 0.045 \times 5.6 \times 0.75 \times \frac{25}{1.5} = 3.15MPA$$

- **Vérification de la contrainte dans le sol :**

La formule suivante doit être vérifiée :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

A partir du programme *Socotec* on à : $I_{xx} = 15651.661m^4$; $I_{yy} = 2831.906m^4$;

$$X_G = 5.48m ; Y_G = 13.11m$$

$$M_x = 29236.669KN.m ; M_y = 21675.848KN.m$$

- **Sens x-x :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{41.94032}{282.381} + \frac{29.237}{15651.661} \times 13.11 = 0.173MPA$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{41.94032}{282.381} - \frac{29.237}{15651.661} \times 13.11 = 0.124MPA$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.173 + 0.124}{4} = 0.161 > \bar{\sigma}_{sol} = 0.15MPA$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens xx.

- **Sens y-y :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times X_G = \frac{41.94032}{282.381} + \frac{21.675}{2831.906} \times 5.48 = 0.190MPA$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times X_G = \frac{41.94032}{282.381} - \frac{21.675}{2831.906} \times 5.48 = 0.107MPA$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.190 + 0.107}{4} = 0.169 > \bar{\sigma}_{sol} = 0.15MPA$$

Donc : La contrainte n'est pas vérifiée dans le sens yy.

La contrainte n'est pas vérifiée, donc, on augmente le débord à 80 cm.

$$S_{rad} = 327.915m^2.$$

A partir du programme *Socotec* on à : $I_{xx} = 19908.428m^4$; $I_{yy} = 4045.709m^4$;

$$X_G = 6.08m ; Y_G = 13.69m$$

- **Sens x-x :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{41.94032}{327.915} + \frac{29.237}{19908.428} \times 13.69 = 0.148 \text{MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{41.94032}{327.915} - \frac{29.237}{19908.428} \times 13.69 = 0.108 \text{MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.148 + 0.108}{4} = 0.138 < \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{MPA}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

- Sens y-y :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times X_G = \frac{41.94032}{327.915} + \frac{21.675}{4045.709} \times 6.08 = 0.160 \text{MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times X_G = \frac{41.94032}{327.915} - \frac{21.675}{4045.709} \times 6.08 = 0.095 \text{MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.160 + 0.095}{4} = 0.144 < \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{MPA}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens yy.

• Vérification de la poussée hydrostatique :

Remarque :

D'après le rapport du sol en remarque que ya pas de nappe d'eau dans le site d'implantation de notre ouvrage alors la vérification de la poussée hydrostatique est inutile.

VI .3.4. Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

1) Calcul des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{struc}} + 1.35 \times h_r \times \gamma_b = \frac{47560.768}{267.843} + 1.35 \times 0.3 \times 25 = 187.695 \text{KN.m}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{struc}} + 1.35 \times h_r \times \gamma_b = \frac{34775.519}{267.843} + 0.3 \times 25 = 137.335 \text{KN.m}$$

N_u et N_s : poids de la structure avec les combinaisons ELU et ELS.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5} = 0.8 \Rightarrow \text{a l'ELU } \mu_x = 0.0561; \mu_y = 0.5959 \text{ (Annex II).}$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 168.475 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 100.394 \text{KN.m}$$

2) Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

➤ **En travée :** $M_{tx} = 0.85M_x = 143.204 \text{KN.m}$; $M_{ty} = 0.85M_y = 85.335 \text{KN.m}$

➤ **En appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 84.238 \text{KN.m}$

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12 \text{cm}$; et $\rho > 4$, la section minimale d'armatures est :

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

$$A_y = \rho_0 \times b \times h$$

Pour des aciers FeE400 $\rho_0 = 0.0008$

Donc : $A_x = 2.64 \text{cm}^2$

$$A_y = 2.4 \text{cm}^2$$

La section à ferrailer est $1 \times 0.3(\text{m}^2)$. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI .1. Ferrailage de la dalle du radier.

		$M(\text{KN.m})$	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	$N^{bre} \text{barres}$	$S_t(\text{cm})$
<i>Sens</i> <i>x-x</i>	<i>travée</i>	<i>143.204</i>	<i>16.484</i>	<i>2.64</i>	<i>18.85</i>	<i>6HA20</i>	<i>15</i>
	<i>appui</i>	<i>84.238</i>	<i>9.369</i>		<i>10.05</i>	<i>5HA16</i>	<i>20</i>
<i>Sens</i> <i>y-y</i>	<i>travée</i>	<i>85.335</i>	<i>9.497</i>	<i>2.4</i>	<i>10.05</i>	<i>5HA16</i>	<i>20</i>
	<i>appui</i>	<i>84.238</i>	<i>9.369</i>		<i>10.05</i>	<i>5HA16</i>	<i>20</i>

- **Espacement des armatures :**

Armatures // Lx: $S_t = 15\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures // Ly: $S_t = 20\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

3) Vérification :

- **Vérification au cisaillement (ELU) :**

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 266.31\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} = 136.351\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.26631}{1 \times 0.25} = 1.065\text{MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.167\text{MPa}$$

La condition est vérifiée, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Etat limite de compression du béton (ELS):**

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

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

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2.Vérification des contraintes dans le béton.

		$M(\text{KN. m})$	$y(\text{m})$	$I(\text{m}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation
Travée	Sens x-x	117.295	0.0694	0.000594	13.695	15	Vérifiée
	Sens y-y	83.409	0.0508	0.000327	12.968	15	Vérifiée
Appui		68.997	0.0566	0.000402	9.711	15	Vérifiée

- Les contraintes dans l'acier :

Fissuration nuisible :

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{MPA}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3.Vérification des contraintes dans l'acier.

		<i>M(KN. m)</i>	σ_s (MPA)	$\bar{\sigma}_s$ (MPA)	Observation
Travée	Sens x-x	117.295	262.364657	201.63	Non vérifiée
	Sens y-y	83.409	339.3959	201.63	Non vérifiée
Appui		68.997	280.754672	201.63	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on referraillera à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.4. Nouveau ferrailage et vérification des contraintes.

		<i>Choix des barres</i>	A_s (cm ²)	<i>y(m)</i>	$I(m^4)$	σ_{bc} (MPA)	σ_s (MPA)	S_t (cm)
Travée	Sens x-x	8HA20	25.13	0.000594	13.695	9.14880503	200.000697	12
	Sens y-y	6HA20	18.85	0.000327	12.968	7.14182808	186.567507	15
Appui		8HA16	16.08	0.0566	0.000402	6.23601515	179.415783	12

- Schéma de ferrailage.

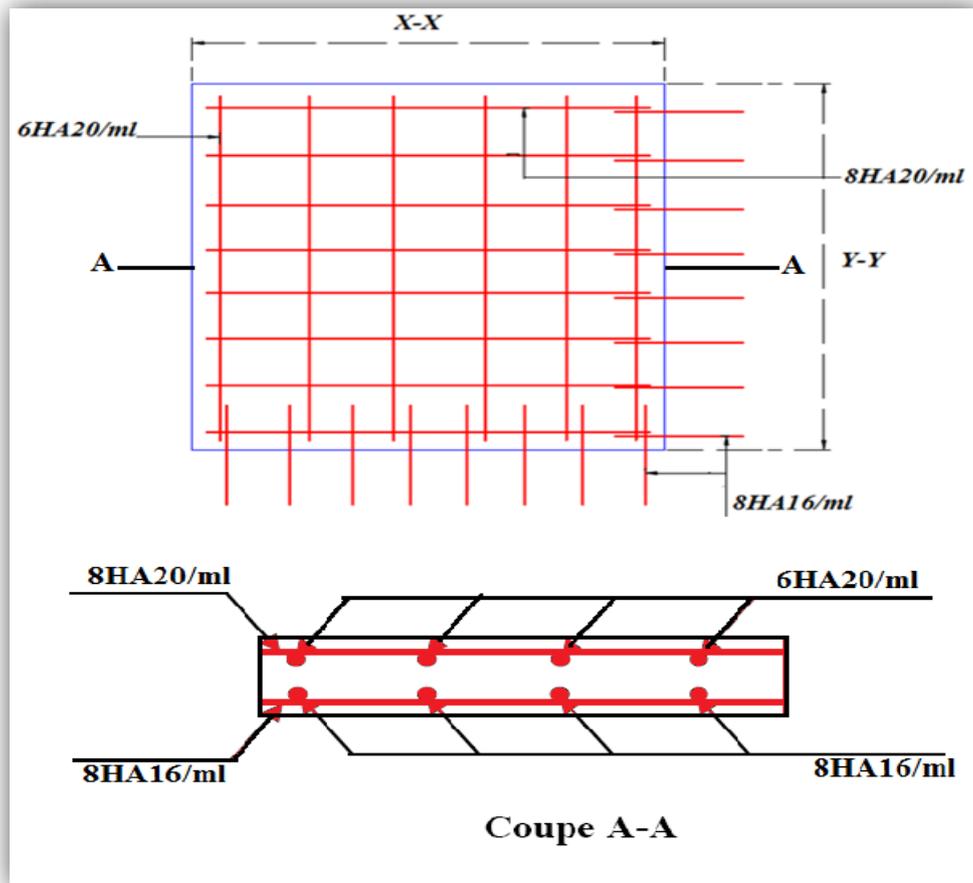


Fig.VI.1. Schéma de ferrailage du radier.

VI .3.5. Ferrailage du débord :

Il est assimilé à une console de 1 m de largeur :

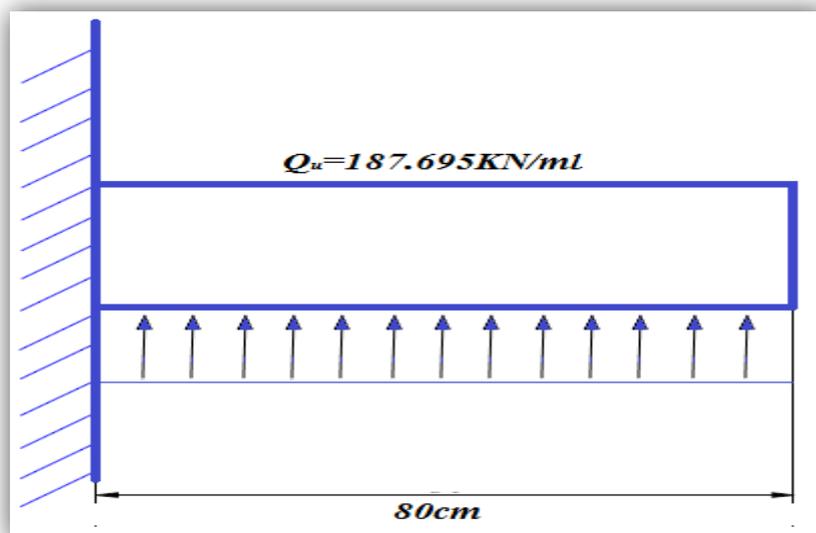


Fig.VI.2. Schéma statique du débord.

$$M_u = Q_u \times \frac{l^2}{2} = 187.695 \times \frac{0.8^2}{2} = 60.0624 \text{KN.m}$$

Le ferrailage est donné dans le tableau suivant :

Tableau VI.5.Ferrailage et vérification du débord.

M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	N^{bre} de barres	S_t (cm)	σ_{bc} (MPA)	σ_s (MPA)	A_r (cm^2)	N^{bre} de barres
60.062	6.60	3.02	10.05	5HA16	20	5.33	193.79	3.35	7HA8=3.52

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$b = 1m; d = 0.25m.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{MPA}$$

$$V_u = Q_u \times l = 187.695 \times 0.8 = 150.156 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.6006 \text{MPA} < 1.16 \text{MPA}.$$

- Schéma de ferrailage.

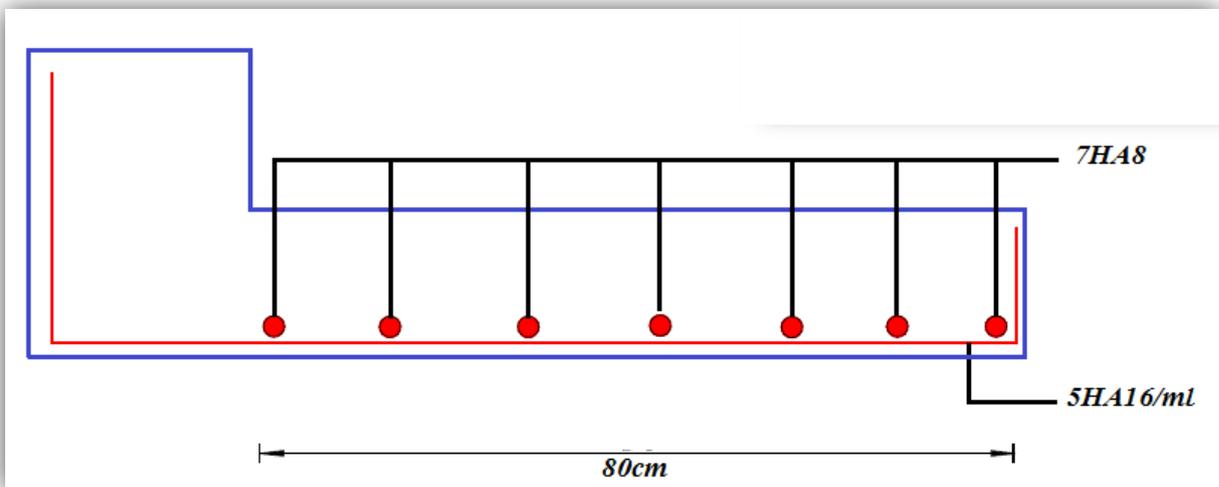


Fig.VI.3. Schéma de ferrailage du débord.

VI .3.6. Ferrailage 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, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

P_m : charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

$$P_m = \frac{Q_u}{2} \times \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \text{ pour une charge trapézoïdale.}$$

$$P_m = P_v = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} \text{ pour une charge triangulaire.}$$

$$P_v = \frac{Q_u}{2} \times \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right] \text{ pour une charge trapézoïdale}$$

$$Q_u = 187.695 \text{KN.m} ; Q_s = 137.335 \text{KN.m.}$$

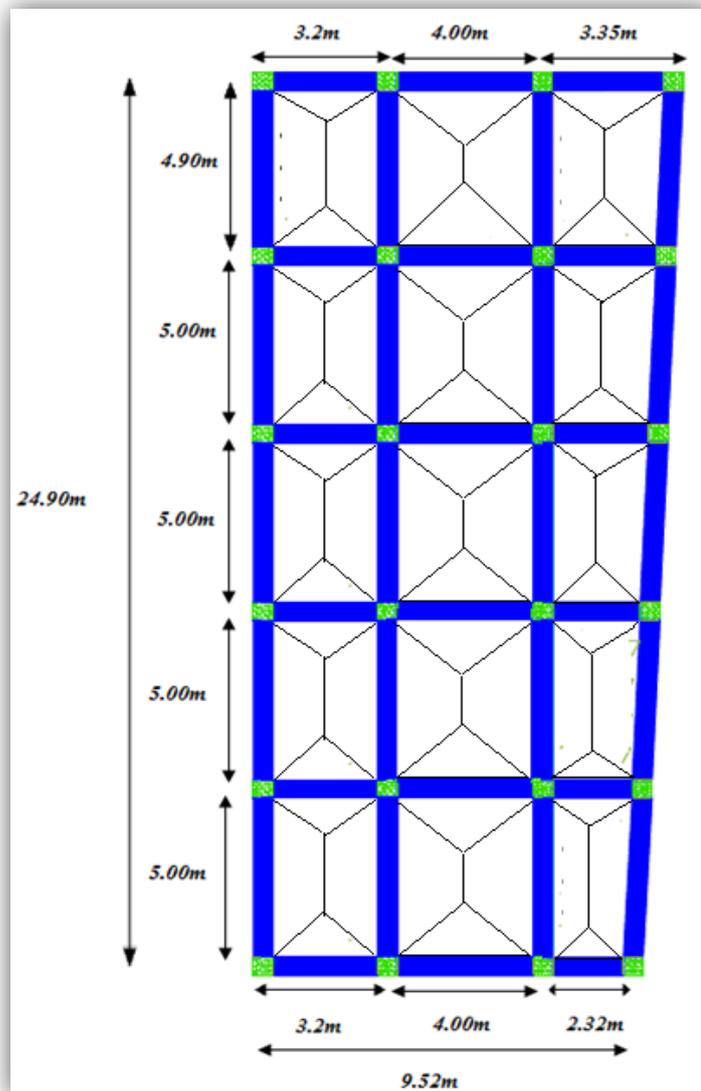


Fig.VI.4. Schéma de rupture de dalle de radier.

Sens X-X :

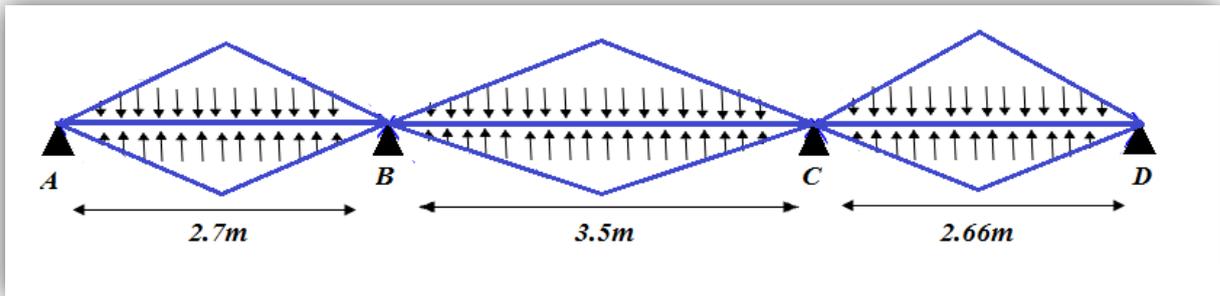


Fig.VI.5. Chargement sur la nervure la plus sollicitée sens X-X.

Schéma statique équivalent :

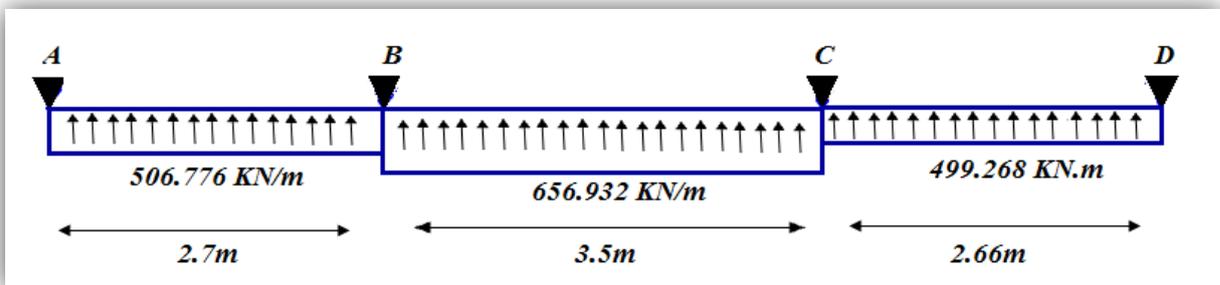


Fig.VI.6. Chargement équivalent de la nervure sens X-X.

Sens Y-Y :

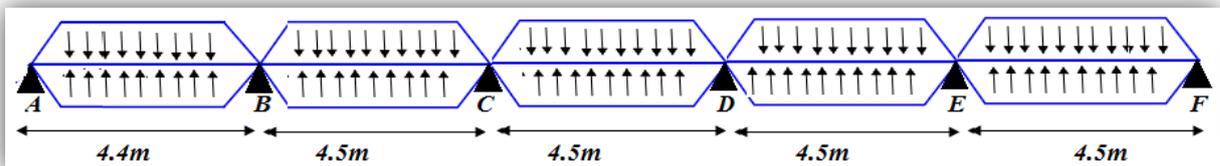


Fig.VI.7. Chargement sur la nervure la plus sollicitée sens Y-Y.

Schéma statique équivalent :

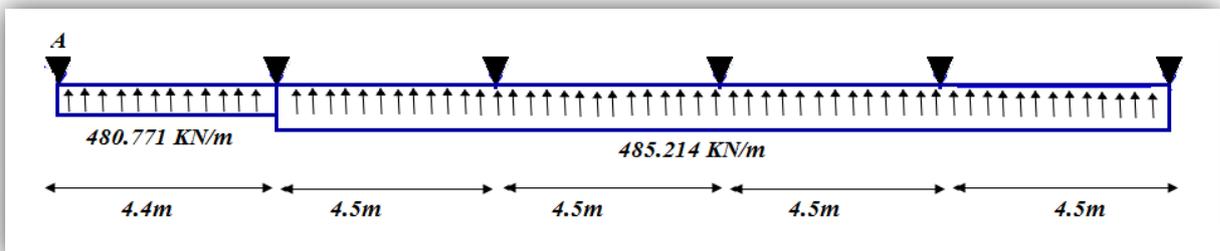


Fig.VI.8. Chargement équivalent de la nervure sens Y-Y.

- Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot.

1) Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times \hat{l}_g^3 \times P_d \times \hat{l}_d^3}{8.5 \times (\hat{l}_g + \hat{l}_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8\hat{l} & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

2) Moment en travée :

$$M_t(x) = M_{0x} + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} \times (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

❖ Sens transversal (X-X) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens transversal.

Localisation	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	V_u (KN)
Travée	488.412	357.309	1152.098
Appui	521.836	381.94	

❖ Sens longitudinal (Y-Y) :

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7. Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

Localisation	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	V_u (KN)
Travée	790.677	575.644	1307.509
Appui	970.999	706.926	

• Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T_e en flexion simple.

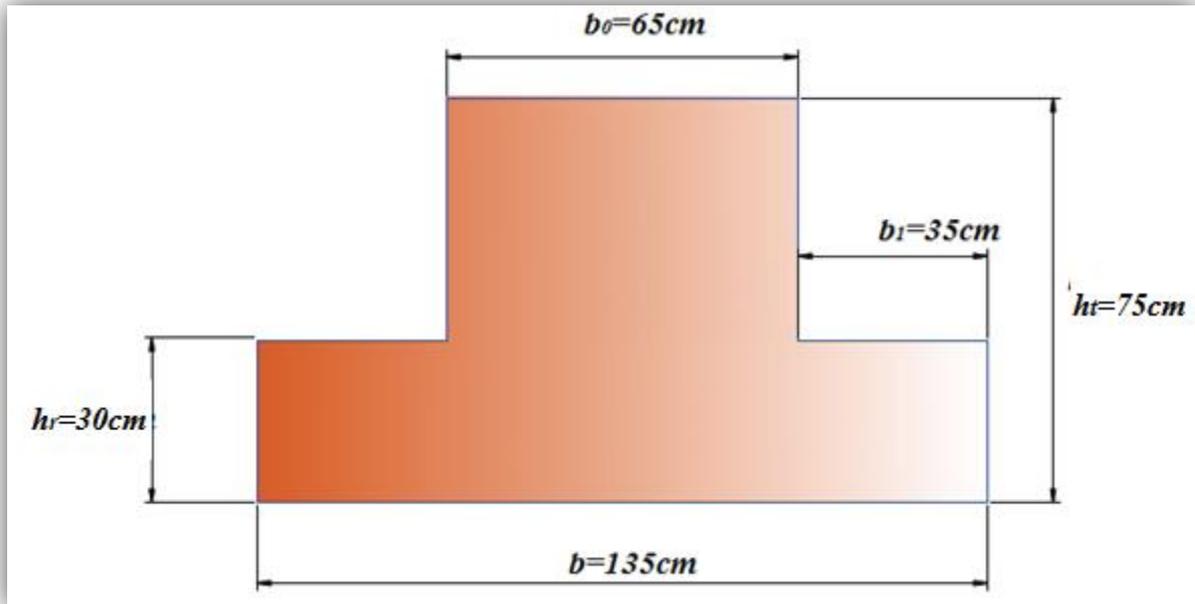


Fig.VI.9. Section de la nervure à ferrailer.

Avec :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) = 44 \text{ cm}$$

On opte pour : $b_1 = 35 \text{ cm}$

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

Tableau VI.8. Résumé des résultats de ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)	Choix des barres
X-X	Travée	488.412	20.612	11.411	31.4	10HA20
	Appui	521.836	22.065	11.411	31.4	10HA20
Y-Y	Travée	790.677	33.974	11.411	49.09	10HA25
	Appui	970.999	42.193	11.411	58.49	3HA32+7HA25

• Vérifications :

A l'ELU :

1- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPA}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9. Vérification de l'effort tranchant.

Sens	$V_u(KN)$	$\tau_{bu}(MPA)$	$\bar{\tau}_{bu}(MPA)$	Observation
X-X	1152.098	1.22	1.25	Vérifiée
Y-Y	1307.509	1.38	2.5	Vérifiée

A l'ELS :

1- Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPA$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63MPA$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Vérification des contraintes.

Sens		Y(m)	I(m ²)	$\sigma_{bc}(MPA)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPA)$	$\sigma_s(MPA)$	$\bar{\sigma}_s(MPA)$
X-X	Travée	0.18886	0.01534	4.155	15	168.627	201.63
	Appui	0.18886	0.01534	4.70	15	190.938	201.63
Y-Y	Travée	0.22712	0.02174	6.014	15	187.834	201.633
	Appui	0.24357	0.02478	6.948	15	195.345	201.633

Les contraintes dans le béton et dans l'acier sont vérifiées dans les deux sens X-X et Y-Y.

• Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) = (21.43; 65; 20) = 20mm$$

Soit : $\phi_t = 10mm$

• Espacement des aciers transversaux :

Soit $A_t = 5HA10 = 3.93cm^2$

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = (63; 40)cm \Rightarrow S_t \leq 40cm$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{3.93 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.65} = 0.6m = 60cm$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.93 \times 400 \times 10^{-4}}{0.65 \times (1.38 - 0.3 \times 2.1)} = 0.26m = 26cm$$

Soit : $S_t = 15cm$

- Schémas de ferrailage des nervures :

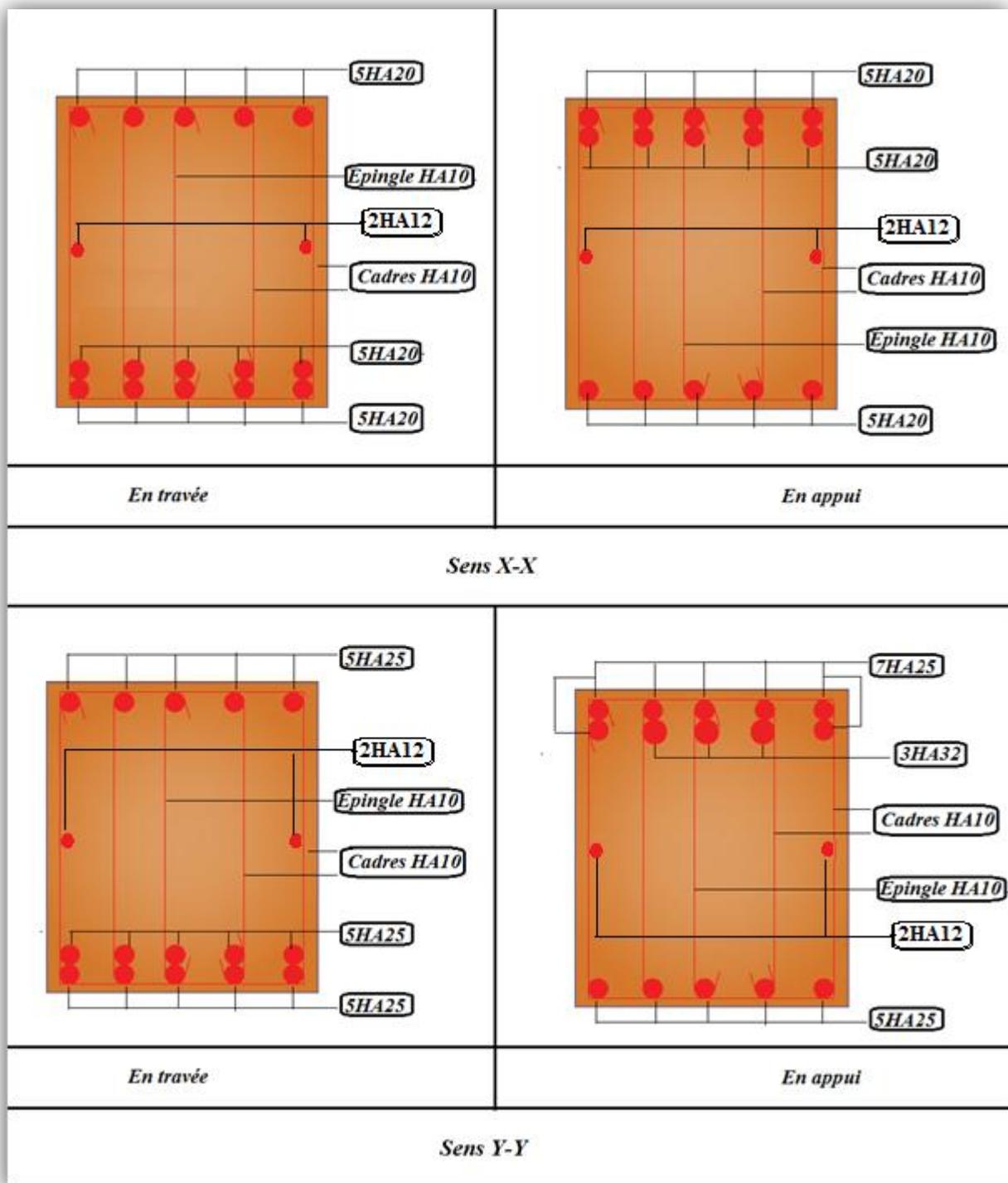


Fig.VI.10. Schémas de ferrailage des nervures.

VI.4. Etude de voile périphérique :

VI.4.1. Introduction :

Selon le RPA99/2003, les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 20 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.2. Dimensionnement des Voiles :

- La hauteur $h = 4.08$ m.
- La longueur $L = 5$ m.
- L'épaisseur $e = 20$ cm.

VI.4.3. Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma = 19$ KN/m³
 L'angle de frottement $\phi = 27.5^\circ$.
 La cohésion $c = 10$ KN/m² } Rapport de sol

VI.4.4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

• La poussée des terres :

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$G = 19 \times 4.08 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{27.5}{2} \right) - 2 \times 10 \times tg \left(\frac{180}{4} - \frac{27.5}{2} \right) = 16.4 \text{ KN/m}^2$$

• Surcharge accidentelle :

$$q=10\text{KN/m}^2.$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{27.5}{2} \right) = 3.68\text{KN/m}^2$$

VI .4.5. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

$$\sigma_{max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 16.4 + 1.5 \times 3.68 = 27.66\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 3.68 = 5.52\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 22.125\text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{max} \times 1\text{ml} = 27.66\text{KN/m}$$

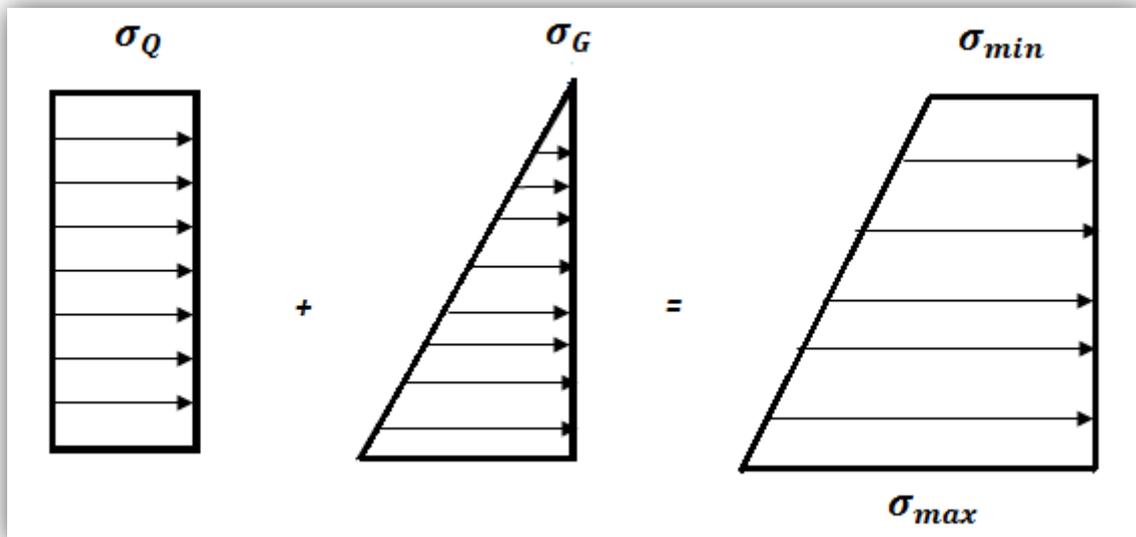


Fig.VI.11. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$b = 100 \text{ cm}, \quad L_x = 4.08\text{m}$$

$$h = 20 \text{ cm}, \quad l_y = 5.00\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{5} = 0.816 > 0.4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0.816 \Rightarrow ELU: \begin{matrix} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{matrix}$$

$$M_{0x} = 25.32KN.m$$

$$M_{0y} = 15.53KN.m$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 21.52KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 13.2KN.m$$

$$M_a = 0.3 \times M_{0x} = 7.6KN.m$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h \dots \dots \text{condition exigée par le RPA99/2003.}$$

$$A_{min} = 0.1 \times 20 \times \frac{100}{100} = 2cm^2$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Section des armatures du voile périphérique.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	Choix des barres	St (cm)
X- X	travée	21.52	0.052	0.067	0.165	3.74	2	6.78	6HA12	15
Y- Y	travée	13.2	0.032	0.04	0.167	2.27	2	4.52	4HA12	25
Appui		7.6	0.011	0.014	0.169	0.79	2	3.16	4HA10	25

VI.4.6. Vérifications :

A L'ELU:

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration nuisible.}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{27.66 \times 4.08}{2} \times \frac{5^4}{4.08^4 + 5^4} = 39.09\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{27.66 \times 5}{2} \times \frac{4.08^4}{4.08^4 + 5^4} = 21.24\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{39.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.23 < 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.0671$$

$$\mu_y = 0.7246$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 16.4 + 3.68 = 20.08\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 3.68\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 15.98\text{KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{max} \times 1\text{ml} = 20.08\text{KN/m}$$

$$M_{0x} = 22.42\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 16.25\text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 19.06\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 13.81\text{KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times M_{0x} = 6.72\text{KN.m}$$

- Vérification des contraintes :

La fissuration est considérée nuisible.

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \dots \dots \dots \text{Dans le béton.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(1.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63MPa \dots \dots \dots \text{Dans l'acier.}$$

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Vérification des contraintes.

sens		M(KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	X-X	19.06	4.95	1881	5.017	183.186	Vérifiée
	Y-Y	13.81	4.17	1357.8	4.24	195.79	Vérifiée
Appuis		6.72	3.56	1006.6	2.38	134.677	Vérifiée

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

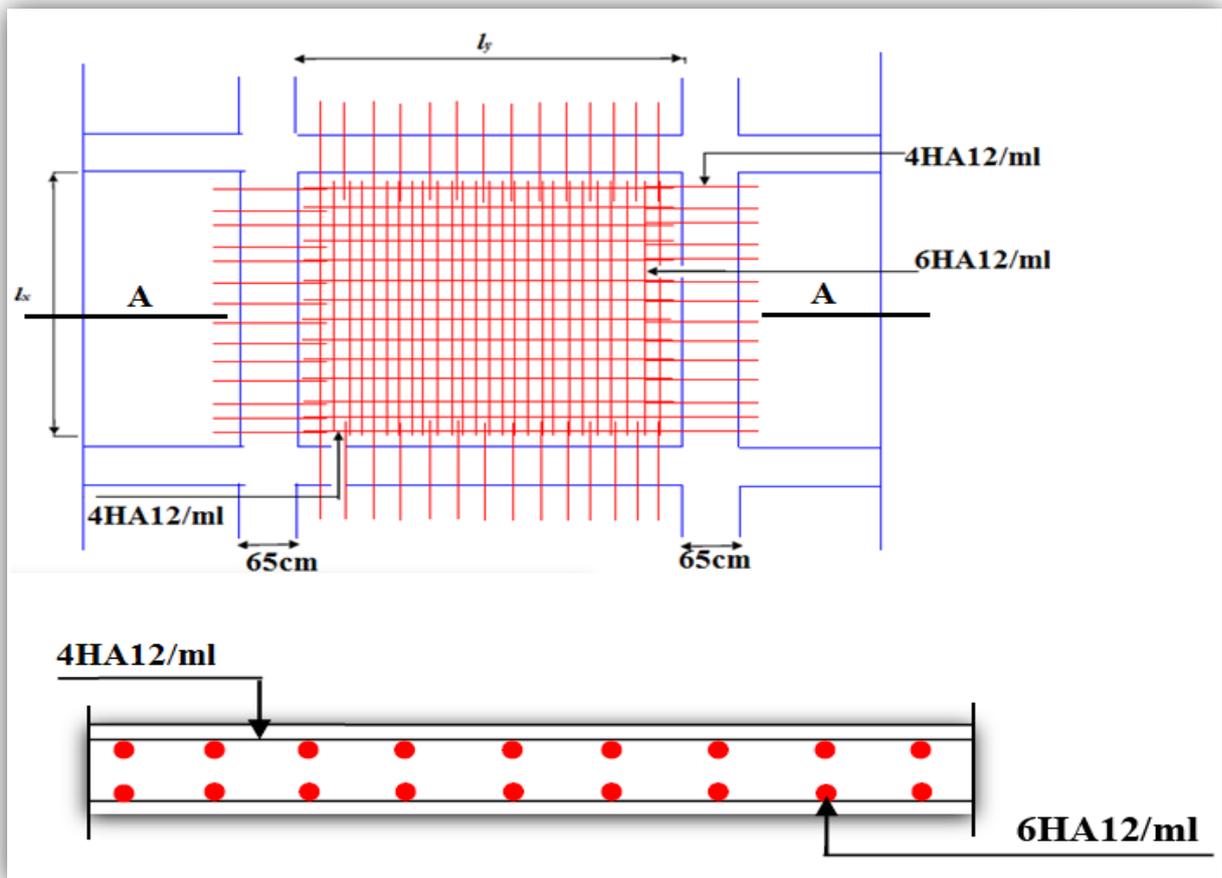


Fig.VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion

Conclusion:

Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises durant notre formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du modèle de calcul à considérer. Le projet nous a permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme irrégulière en plan et en élévation du bâtiment. Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont été essayées, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA, la variante retenue a donné des résultats acceptables en terme de période, déplacements et efforts. Cette étude nous a permis aussi de faire les constatations suivantes :

- Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99/2003, cela est dû au fait que ce sont les voiles qui reprennent l'action sismique, et que le RPA99/2003 valorise la sécurité avant l'économie.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de prédimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

L'étude de ce projet nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus universitaire.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Annexes

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

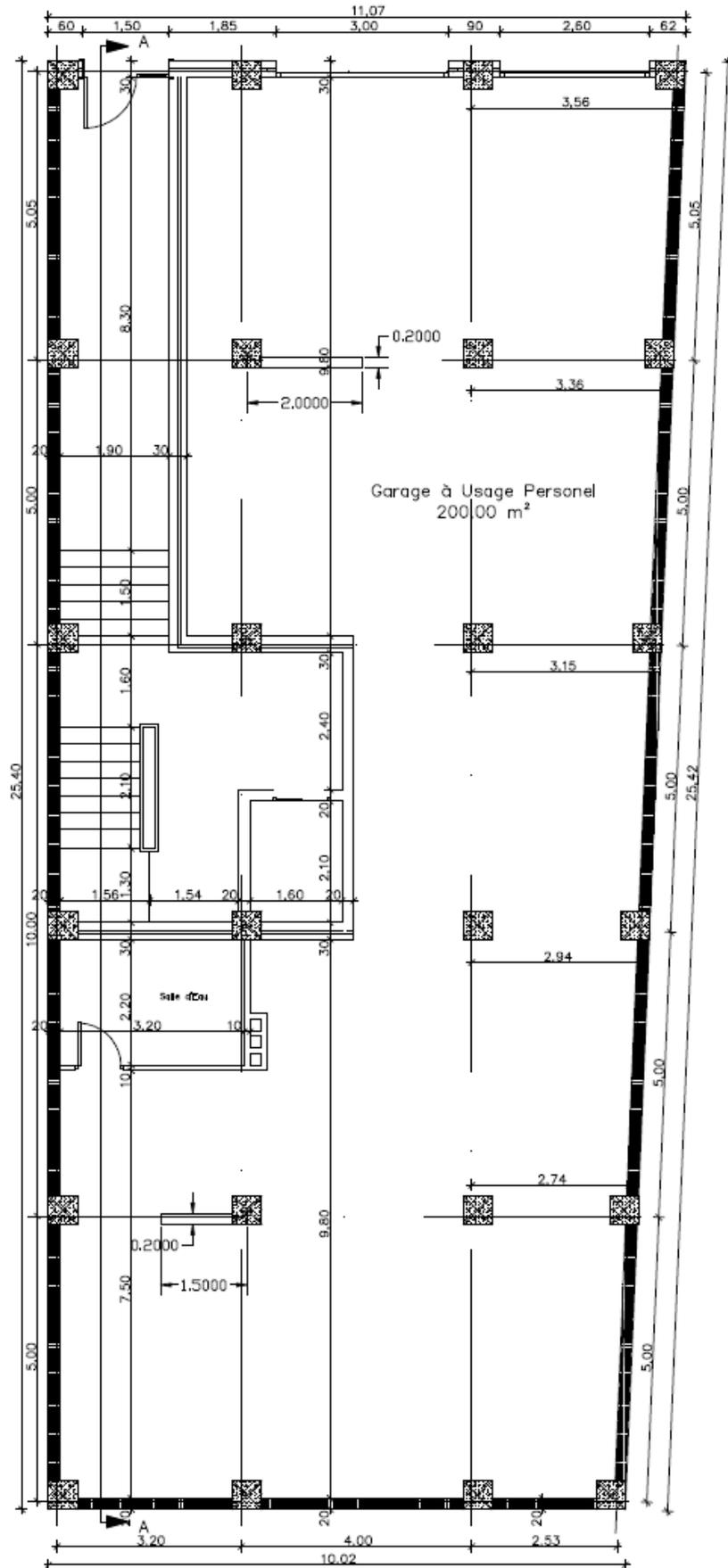
$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

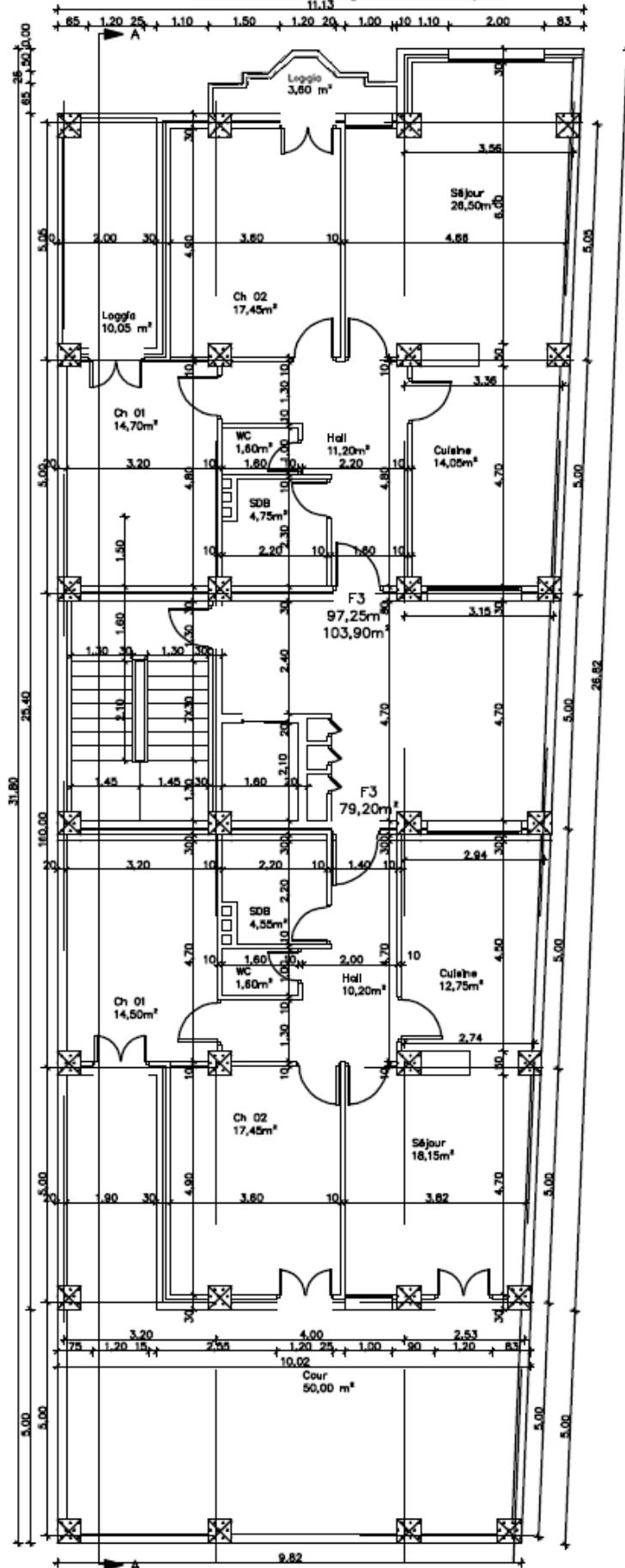
Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

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	80.42	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	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	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	188.5
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	226.2
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

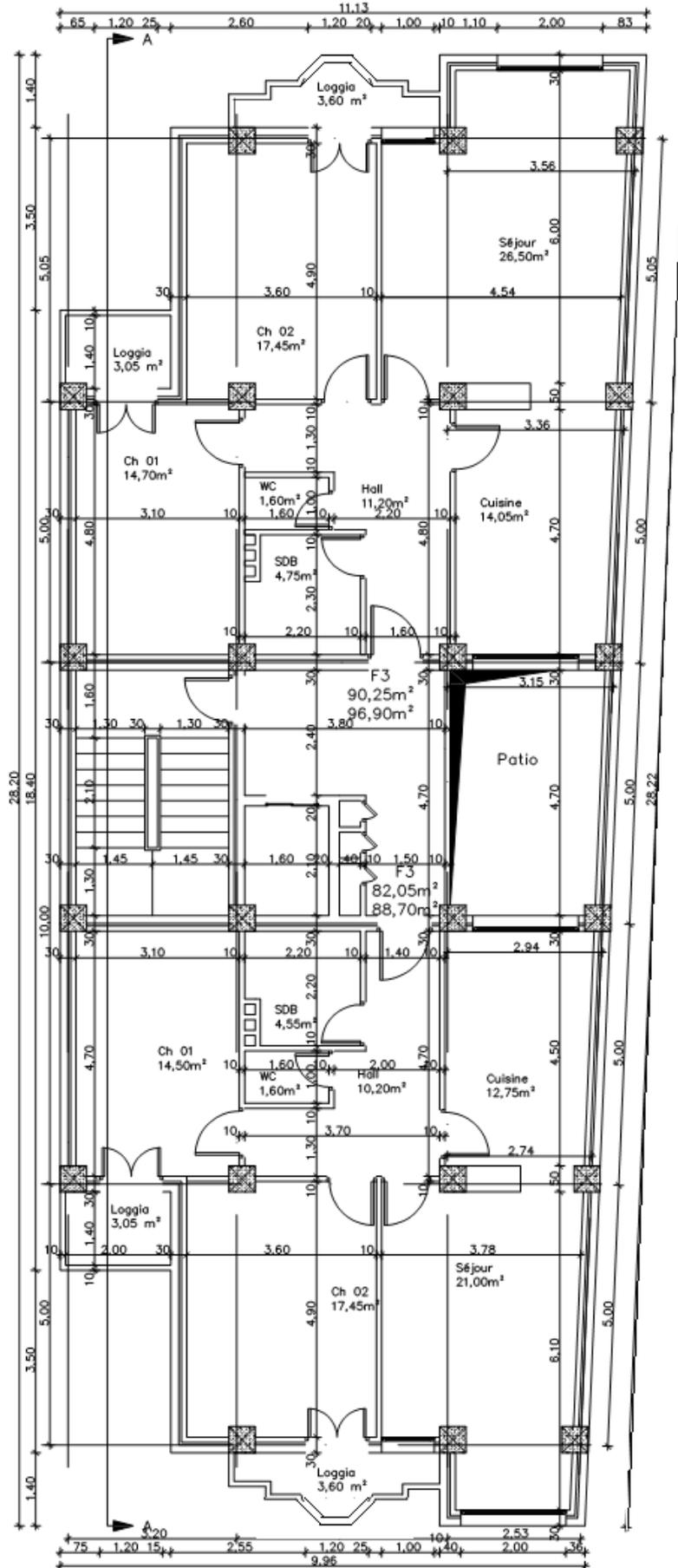
Vue en Plan RDC Ech:1/50



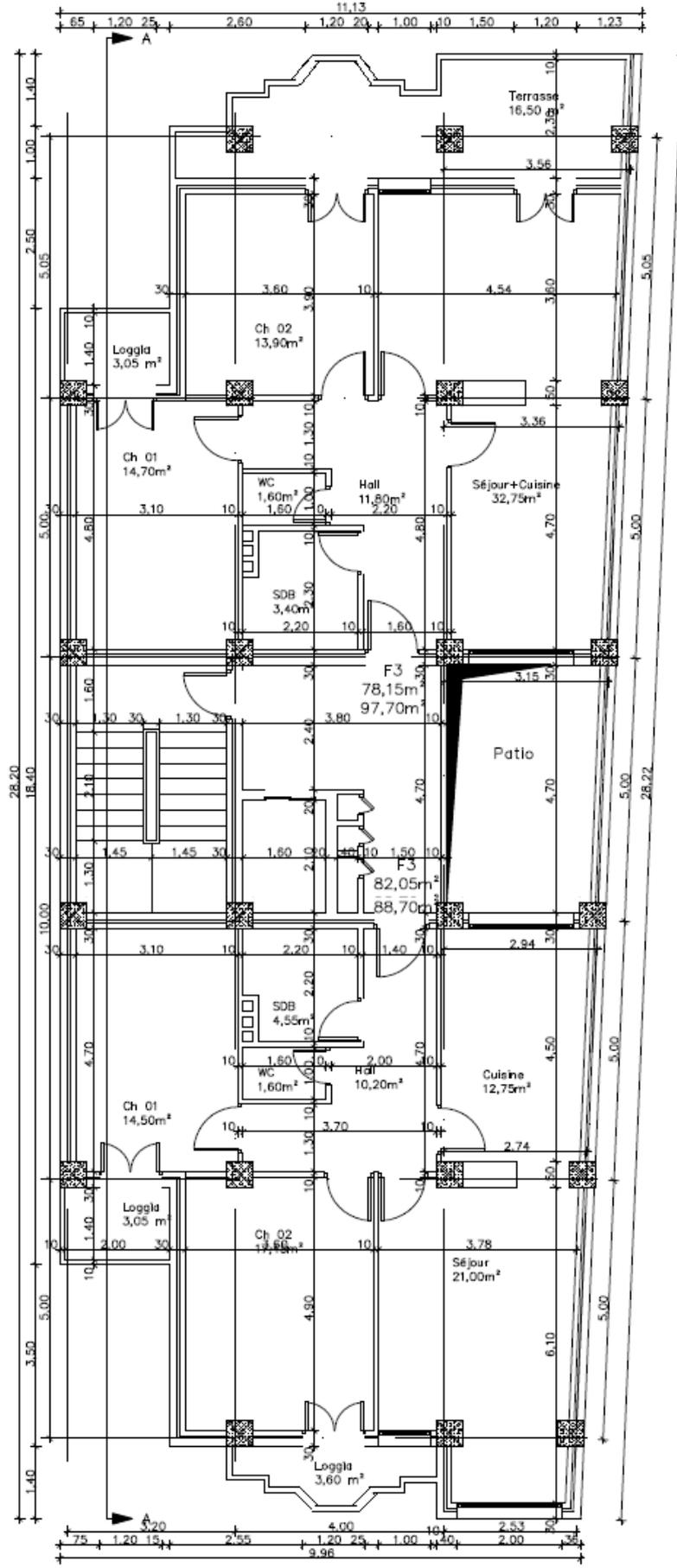
Vue en Plan Etage 01 Ech:1/50



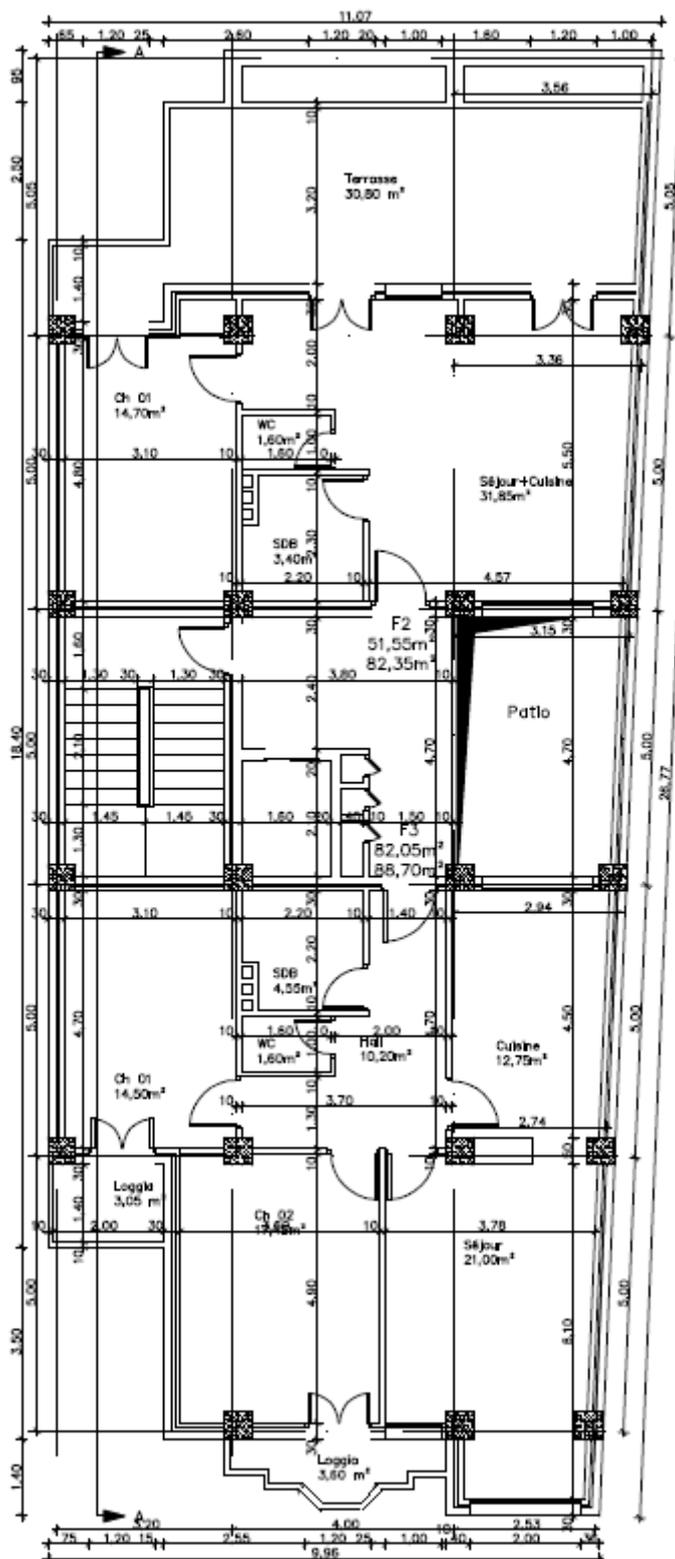
Vue en Plan Etages 02 à 06 Ech:1/50

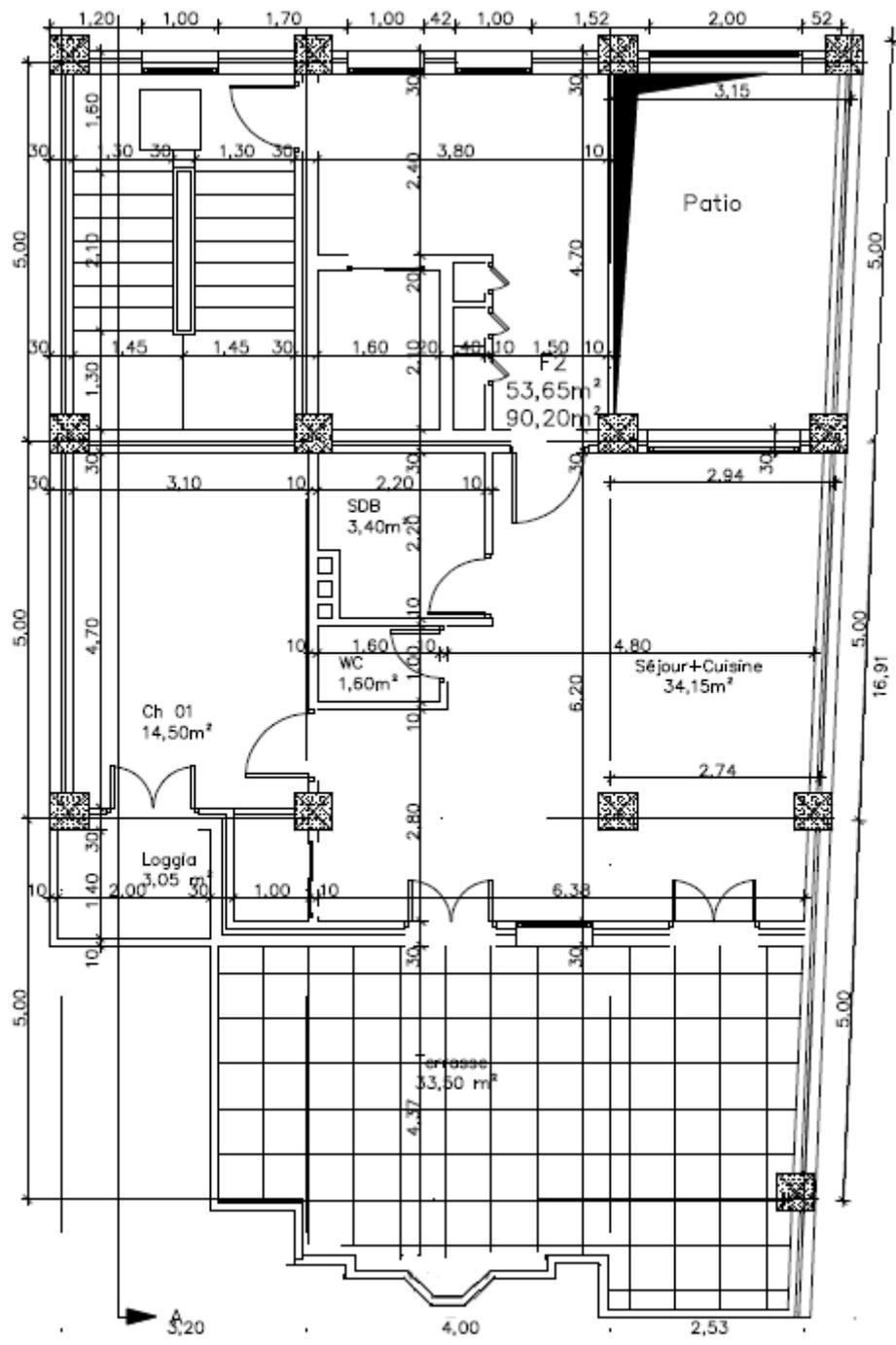


Vue en Plan Etage 07 Ech:1/50

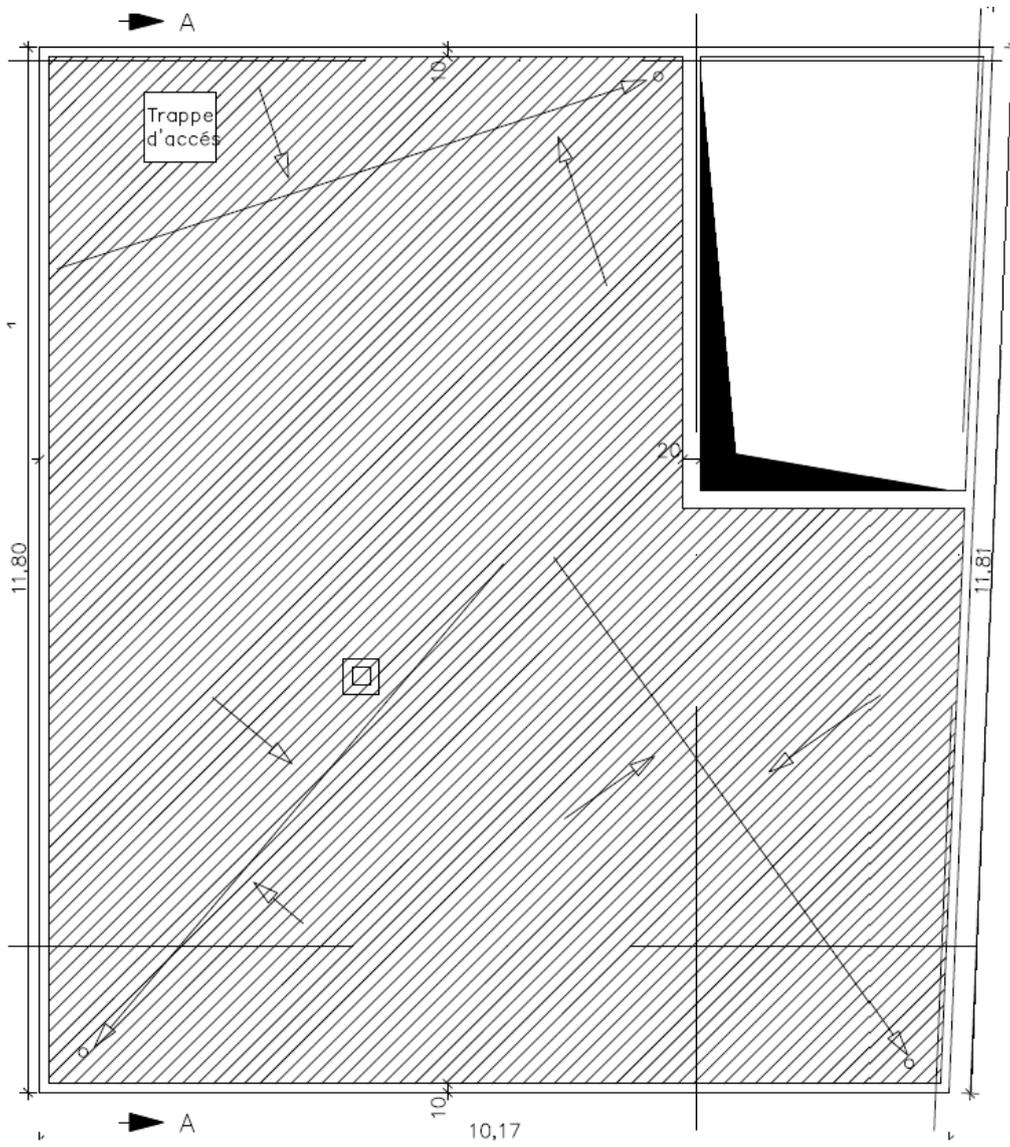


Vue en Plan Etage 08 Ech:1/50



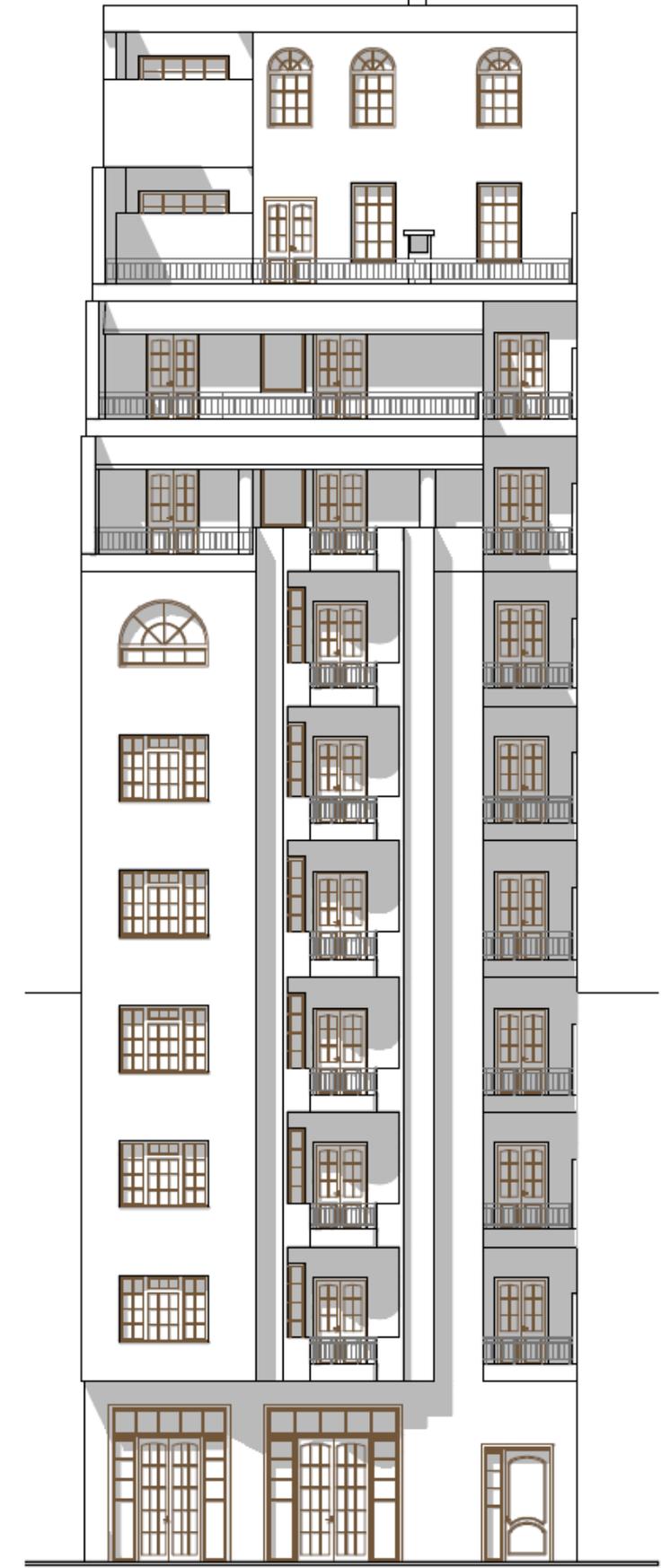


Vue en Plan Etage 10 Ech:1/50



Vue en Plan Terrasse Ech:1/50

Façade Principale : Ech:1/50



Bibliographie

Bibliographie

- ❖ Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- ❖ DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

Résumé

L'objectif de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé de forme irrégulière, constituée de 10 étages et d'un rez-de-chaussée, réalisée dans le cadre d'une promotion immobilière.

Le bâtiment situé à IGHIL OUBEROUAK, wilaya de Béjaia qui fait partie de la zone de moyenne sismicité. C'est une structure contreventée par un système mixte voiles-portique avec justification d'interaction voiles-portique, sa conception est faite conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les codes du béton armé (CBA 93, BAEL 91).

L'étude dynamique a été réalisée à l'aide du logiciel SAP2000 V 14.0.0. L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier général suite à l'importance des charges transmises au sol d'assise.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, modélisation, étude dynamique.

Abstract

The objective of this work is the study of a concrete reinforced structure with an irregular shape, consisting of 10 floors and a ground floor, made in the context of a real estate development.

The building is located in IGHIL OUBEROUAK, wilaya of Bejaia which belongs to the area of average seismicity. It is braced by a sail-portal mixed system with justification structure interaction sail-portal, its design is made in accordance with Rules Algerian Earthquake Resistant (RPA99 2003 version) and codes of reinforced concrete (CBA 93 BAEL 91). The dynamic study was performed using the software SAP2000 V 14.0.0. The study of the building's infrastructure has led to a general type Raft foundation on the importance of loads transmitted to the sub grade.

Key words

Reinforced concrete, mixed brace system, modeling, dynamic analysis