

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



Université A. MIRA-Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Projet fin d'étude

Diplôme préparé : master en génie civil.

Option : Structures.

Thème :

**Etude D'un Bâtiment R+6 avec 2 entresol à Usage
D'habitation et commerce contreventé par un système
mixte (voile+portique)**

Présenter par :

M^{lle} OUHROUCHE LYDIA

M^{lle} BENYOUB DYHIA

Encadré par

M^{me} SEGHIR. W

Soutenu le 26/10/2021 devant le jury composé de

M^r OURABAH Président

M^{me} DJERROUD Examinatrice

Promotion : 2020/2021

R E M E R C I E M E N T S

En premier lieu, on tient à remercier le dieu de nous avoir donné le courage et la force pour accomplir ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos côtés.

En second lieu, nous tenons à remercier notre promotrice Madame Seghir Nous ne trouvons pas les mots pour exprimer notre profonde gratitude pour les conseils qu'elle nous a prodigué, pour la confiance qu'elle nous a accordé et a ses orientations, on remercie également ZIZI et Massinissa Ait Ouaret qui nous ont aidé

Nous devons un grand merci à tous nos amis, amies pour leur soutienmoral, en particulier Sabrina Chillaoui , et tous ceux qui nous sont chers.

Lydia , dehia

Sommaire :

Sommaire	I
Table des figures	IV
Liste des tableaux	VIII
Liste des symboles	VIII
Notations	XI
Introduction générale	1
Conclusion générale	138

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage	3
I.2.2 Données du site	3
I.3 Règlements et normes utilisés	3
I.4 Actions et sollicitations	3
I.4.1. Les actions	3
I.4.2. Les sollicitations	4
I.5 Caractéristique des matériaux	4
I.5.1 Le béton	4
I.5.2 L'acier	7
I.6 Conclusion	8

Chapitre II : Pré dimensionnements

II.1. Introduction	10
II.2. Pré dimensionnements des éléments secondaires	10
II.2.1. Les planchers	10
II.2.2. Les escaliers	13
II.2.3. Les poutrelles	15
II.2.4. L'acrotère	16
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	17
II.3.1 Les voiles	17
II.3.2 Les poutres	18
II.3.2.1. Les poutres principales	18
II.3.2.2 Les poutres secondaires	19
II.3.3 Les poteaux	19
II.4 Evaluations des charges et surcharges	20

II.5	Descente de charges	23
II.5.1	Loi de dégression des charges	23
II.6.	Conclusion	30

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1	Introduction	32
III.2	Calculs des planchers	32
III.2.1	Les poutrelles des planchers	32
III.2.1.1	Etude des poutrelles	33
III.2.1.2	Les différents types des poutrelles	36
III.2.1.3	Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles.....	37
III.2.1.4	Calcul des sollicitations	38
III.2.1.4	Ferraillage des poutrelles	43
III.3	Les planchers a dalle pleine	50
III.3.1	Dalles sur quatre appuis	50
III.3.2	Dalles sur trois appuis	53
III.3.3	Dalles sur trois appuis	56
III.4	Etudes de l'acrotère de la terrasse inaccessible	59
III.4.1	Evaluation des charges et surcharges	59
III.5	Etude des escaliers	64
III.5.1	Etude de l'escalier a trois volées	64
III.5.2.	Etude de l'escalier droit	71
III.6	Etudes des poutres de chinages	74
III.6.1	.Définition	74
III.6.2	Dimensionnement	74
III.6.3	Calcul des sollicitations	74
III.7	Etude de la poutre brisée	77
III.8	Conclusion	81

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1.	Introduction	83
IV.2.	Méthode de calcul	83
IV.3.	Méthode choisit	83
IV.3.1	Calcul de la force sismique total (Effort tranchant a la base).....	83
IV.4.	Méthode dynamique modale spectrale.....	87
IV.4.1	Principe	87
IV.4.2	Disposition des voiles	87
IV.4.3	Interprétations des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 2016.	89
IV.4.4	Vérifications des résultats selon RPA99/version 2003	91
IV.4.4.1	Vérifications de l'interaction voiles portiques	91

IV.4.4.1.2	Sous charges horizontales	92
IV.4.4.2	Vérification de la résultante des forces sismiques	92
IV.4.4.3	Vérification vis-à-vis des déplacements	93
IV.4.4.4.	Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ	94
IV.4.4.5	Vérification de l'effort normal réduit	95
IV.5	Conclusion	96

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1.	Introduction.....	98
V.2	Etude des poteaux	98
V.2.1	Recommandations RPA99/2003.....	98
V.2.2	Les sollicitations dans les poteaux	98
V.2.3	Ferraillage.....	101
V.2.4	Vérification	102
V.2.5	Dispositions constructives	105
V.2.6	Schémas de ferraillage	106
V.3	Etude des poutres	107
V.3.1.	Recommandations RPA99/2003.....	107
V.3.2	Ferraillage des poutres	107
V.3.2.1	Sollicitations de calculs	108
V.3.2.2	Les armatures longitudinales	109
V.3.2.3	Les armatures transversales	110
V.3.3	Vérifications a l'ELU.....	111
V.3.4	Vérification des zones nodales	113
V.3.5	Schémas de ferraillage des poutres	115
V.4	Etude des voiles	115
V.4.1	Recommandations du RPA99/2003	116
V.4.2	Ferraillage	118
V.4.3	Schéma de ferraillage	120
V.5	Conclusion.....	121

Chapitre VI : Etude des fondations

VI.1.	Introduction.....	123
VI.2	Choix de type de fondations.....	123
VI.3	Combinaisons d'actions a considérer	123
VI.4	Etude des fondations	124
VI.4.1	Vérification de la semelle isolée	124
VI.4.2	Les semelles filantes	124

VI.4.2.1	Dimensionnement.....	124
VI.4.2.2	Calcul de la hauteur de la semelle.....	124
VI.4.2.3	Vérification au poinçonnement.....	125
VI.4.2.4	Vérification de la contrainte du sol.....	125
VI.4.2.5	Vérification de la stabilité au renversement.....	126
VI.4.2.6	Vérification de la poussé hydrostatique.....	126
VI.4.2.7	Ferraillage.....	127
VI.4.2.8	Calcul de la poutre de rigidité.....	127
VI.4.2.9	Armatures transversales.....	127
VI.4.2.10	Espacement des aciers transversaux.....	129
VI.4.2.11	Armature de peau.....	129
VI.5	Etude de la longrine.....	129
VI.5.1	Pré Redimensionnement des longrines.....	129
VI.6	Voile périphérique.....	131
VI.6.1	Introduction.....	131
VI.6.2	Dimensionnement des voiles.....	131
VI.6.3	Caractéristique du sol.....	131
VI.6.4	Evaluation des charges et surcharges.....	131
VI.6.5	Ferraillage du voile.....	132
VI.6.5.1	Vérifications.....	134
VI.6.5.2	Schéma de ferraillage du voile préphérique.....	134
VI.7	Conclusion.....	135
Conclusion générale.....		135
Bibliographie.....		1
Annexe.....		1

Liste des figures

Figure I.1.	Façade principale	02
Figure II.1.	Schéma corps creux	11
Figure II.2.	Coupe transversale d'une poutrelle	12
Figure II.3.	Panneau sur trois appuis (entresol 1, RDC ,1,2,3,4).....	13
Figure II.4.	Balcon sur trois appuis (étage 1,2,3,4,5).....	13
Figure II.5.	Panneau sur trois appuis (étage 1,2,3,4,5,6).....	13
Figure II.6.	Panneau sur quatre appuis (terrasse inaccessible).....	14
Figure II.7.	Détail d'escaliers	15
Figure II.8.	Vue en plan d'escaliers	16
Figure II.9.	Schéma statique volée 1 et 3	16
Figure II.10.	La coupe de l'acrotère	17
Figure II.11.	Vue en plan d'un voile	17
Figure II.12.	Poteau le plus sollicité	24
Figure II.13.	La surface afférente du poteau dernier niveau.....	24
Figure II.14.	La surface afférente du poteau RDC ,1,2,3,4,5 et 6 ^{ème} étage	25
Figure II.15.	La surface de différentes du poteau a l'entresol 2.....	25
Figure III.1.	Disposition des poutrelles	32
Figure III.2.	Ferraillage des poutrelles	49
Figure III.3.	schéma ferraillage dalle à 4 appuis	53
Figure III.4.	ferraillage dalle sur 3 appuis	56
Figure III.5.	schéma ferraillage de l'acrotère	64
Figure III.6.	Schema statique de la volée 1 et 3.....	65
Figure III.7.	Schéma de ferraillage des deux volées de l'escalier type 2.....	69
Figure III.8.	Schéma statique de la volée 2.....	69

Figure III.9.	Schéma ferrailage de la volée 3 de l'escalier type 2.....	71
Figure III.10.	schéma de ferrailage de l'escalier droit	74
Figure III.11.	schéma de ferrailage poutre de chainage	77
Figure III.12.	Schéma statique de la poutre brisée.....	77
Figure III.13	Schéma de ferrailage de la Poutre brisée	81
Figure IV.1	Sceptre de réponse pour les deux sens X et Y	87
Figure IV.2.	Schéma de dispositions des voiles	88
Figure IV.3.	1 ^{ere} mode de déformation (translation suivant y-y).....	89
Figure IV.4.	2 ^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x).....	90
Figure IV.5.	3 ^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	91
Figure V.1.	Zone nodale	99
Figure V.2.	Section d'un poteau	103
Figure V.3.	Ferrailage des sections des poteaux	106
Figure V.4.	La zone nodale	113
Figure V.5.	Schéma d'un voile plein	117
Figure V.6.	disposition des voiles	118
Figure V.7.	Schéma de ferrailage des voiles	121
Figure VI.1	Schéma de semelle filante	125
Figure VI.2	schémas de ferrailage de la semelle filante et poutre rigidité selon X-X	129
Figure VI.3	Répartition des contraintes sur le voile.....	132
Figure VI.4	Schémas de ferrailage périphérique.....	135

Liste des Tableaux

Tableau I.1	En fonction du type d'acier	7
Tableau I.2	Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	8
Tableau II.1	Pré dimensionnement des voiles	17
Tableau II.2	Section des poteaux préalable	20
Tableau II.3	Evaluation des charges dans le plancher terrasses inaccessible	20
Tableau II.4	Evaluation des charges d'un plancher corp creux (16+4).....	21
Tableau II.5	Evaluation des charges dans les murs extérieurs	21
Tableau II.6	Evaluation des charges sur le palier.....	22
Tableau II.7	Evaluation des charges sur la volée	22
Tableau II.8..	Evaluation dalle pleine de 14 cm.....	22
Tableau II.9.	Evaluation des charges de l'acrotère	23
Tableau II.10.	Descente de charge.....	27
Tableau II.11.	Résultats de la vérification a la compression simple	30
Tableau II.12.	Vérification au flambement des poteaux	31
Tableau III.1.	Combinaison des charges pour étages et terrasse	38
Tableau III.2	Sollicitations a L'ELU poutrelle type 2 T.I.....	39
Tableau III.3	Sollicitations a L'ELS poutrelle type 2 T.I	39
Tableau III.4	Sollicitations à l'ELU poutrelle type3 T.I	39
Tableau III.5	Sollicitation a L'ELS poutrelle type 3 T.I.....	39
Tableau III.6	Sollicitations a l'ELU poutrelle type 1 E..C	40
Tableau III.7.	Sollicitation a l'ELS poutrelle type 1 E.C.....	40
Tableau III.8	Sollicitation a 'ELU poutrelle type 2 E.C.....	41
Tableau III.9	Sollicitation a l'ELS poutrelle type 2 E.C	41

Tableau III.10.	Sollicitation a l'ELU poutrelle type 3 E.C.	41
Tableau III.11.	Sollicitation a l'ELS poutrelle type 3 E.C.	42
Tableau III.12.	Sollicitation a l'ELU poutrelle type 4 E.C.	42
Tableau III.13.	Sollicitation a l'ELS poutrelle type 4 E.C.	42
Tableau III.14.	Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux	43
Tableau III.15	Calcul de la flèche de la poutrelle	49
Tableau III.16	Calcul dalle pleine a 4 appuis	51
Tableau III.17	Calcul dalle pleine sur trois appuis	54
Tableau III.18	Vérification des états limites de compression du béton	55
Tableau III.19	Vérification des états limites d'ouverture des fissures	56
Tableau III.20	Calcul dalle pleine sur trois appuis	57
Tableau III.21	Vérification des états limites de compression du béton	58
Tableau III.22	Vérification des états limites d'ouverture des fissures	59
Tableau .III.23	Combinaison d'actions pour l'acrotère	60
Tableau III.24	Vérification de la contrainte à l'ELS	63
Tableau III.25	Calcul de la volée 1 et 3 ...	67
Tableau .III.26.	Calcul ferrailage de la volée 3	70
Tableau .III.27.	Sollicitation a l'ELU de l'escalier droit	72
Tableau .III.28.	Calcul du ferrailage escalier droit	72
Tableau .III.29	Calcul de la poutre de chaînage	76
Tableau III.30	Ferrailage de la poutre brisée.....	78
Tableau IV.1	Valeurs des pénalités P_q	85
Tableau IV.2	Vérification de l'interaction sous charges verticales	90
Tableau IV.3	Période de vibration et taux participation massique	91
Tableau IV.4	Vérification de l'interaction sous charges horizontales	92

Tableau IV.5	Vérification de l'effort tranchant a la base	93
Tableau IV.6	Vérification des déplacements	94
Tableau IV.7	Vérification a l'effet P- Δ	94
Tableau IV.8	Vérification de l'effort normal réduit	95
Tableau V.1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	99
Tableau V.2	Les sollicitations dans le poteau P1	
Tableau V.3	Sollicitation dans les poteaux.....	99
Tableau V.4	Les sollicitations dans le poteau P2.....	100
Tableau V.5	Armature transversale dans les poteaux	101
Tableau V.6	Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	103
Tableau V.7	Vérification des contraintes dans le béton.....	104
Tableau V.8	Vérification des sollicitations tangentes.....	105
Tableau V.9	Schéma de ferrailage de poteaux	107
Tableau V.10	Sollicitation la plus défavorable dans la poutre principale et secondaire.....	109
Tableau V.11	Les armatures longitudinales dans les poutres principales.....	110
Tableau V.12	Vérification contraintes tangentielles pour habitations	111
Tableau V.13	Vérification au cisaillement	112
Tableau V.14	Vérification de la contrainte de béton.....	112
Tableau V.15	Moment résistant dans les poteaux.....	114
Tableau V.16	Vérification des zones nodales selon le sens principal.....	114
Tableau V.17	Vérification des zones nodale selon sens secondaire	114
Tableau V.18	Tableau de ferrailage des poutres	115

Tableau V.19	Résultat du ferrailage du voile V_{x3}	119
Tableau V.20	Résultat du ferrailage du voile V_{y2}	120
Tableau VI.1	Ferrailage de la poutre de rigidité.....	127
Tableau VI.2	Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	128
Tableau VI.3	Vérification des contrainte dans le l'acier	128
Tableau VI.4	Section des armatures du voile périphérique	132
Tableau VI.5	Vérification de la condition de non fragilité	132
Tableau VI.6	Vérification de l'effort tranchant	132
Tableau VI.7	Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	132
Tableau VI.8	Vérification de l'effort tranchant	132
Tableau VI.9	Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	133

Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

Au : Section d'aciers pour l'ELU.

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

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : la largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m^2).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{oed} : Module oedométrique.

E_s, E_c : Sont les modules de déformation.

F : Force ou action générale.

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

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

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

H_c : la profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m^4)

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

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

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

$N_{c \max}$, $N_{q \max}$: Termes de portance pour les fondations profondes.

N_c , N_q , N_γ : Termes de portance pour les fondations superficielles.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_{radier} : Poids du radier (KN).

Q_P : Résistance de pointe d'un pieu.

Q_S : Frottement latéral.

Q_L : Charge limite d'un pieu.

R : coefficient de comportement global.

S : Section.

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

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

V : Effort tranchant.

V_{ser} : Effort normal en service.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier

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

a : Epaisseur.

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

e : Indice des vides.

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

γ_h : Poids volumique humide (t/m^3).

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

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

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

Δe : Variation des indices des vides.

$q_{s\ max}$: Frottement latéral unitaire limite

q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

$\Delta\sigma$: Variation de la contrainte effective (bars).

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

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

Dédicace

*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 modeste travail :

A Ceux que j'aime :

Ma sœur, qui ma soutenus et crus en moi lors de mon parcours

Ma famille

*Mon père , ma mère , mes deux frères Samir , Salim et Sihem qui
ont toujours été présent pour me*

Soutenir, me conseiller, sacrifient pour moi et m'avoir permis

D'arriver à ce stade .

Je le dédie aussi à :

Mes chères petits neveux TITIV et YANI

A ma chère Amie Sabrina Chillaoui .

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

Merci à tous.



O. Lydia

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A ma grand-mère Hanifa Boudjou la meilleur personne au monde qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie la source de mon inspiration et de mon courage

Et à mes parents qui ont sacrifié toute leur vie afin de me voir devenir ce que je suis.

Un grand merci à mes parents.

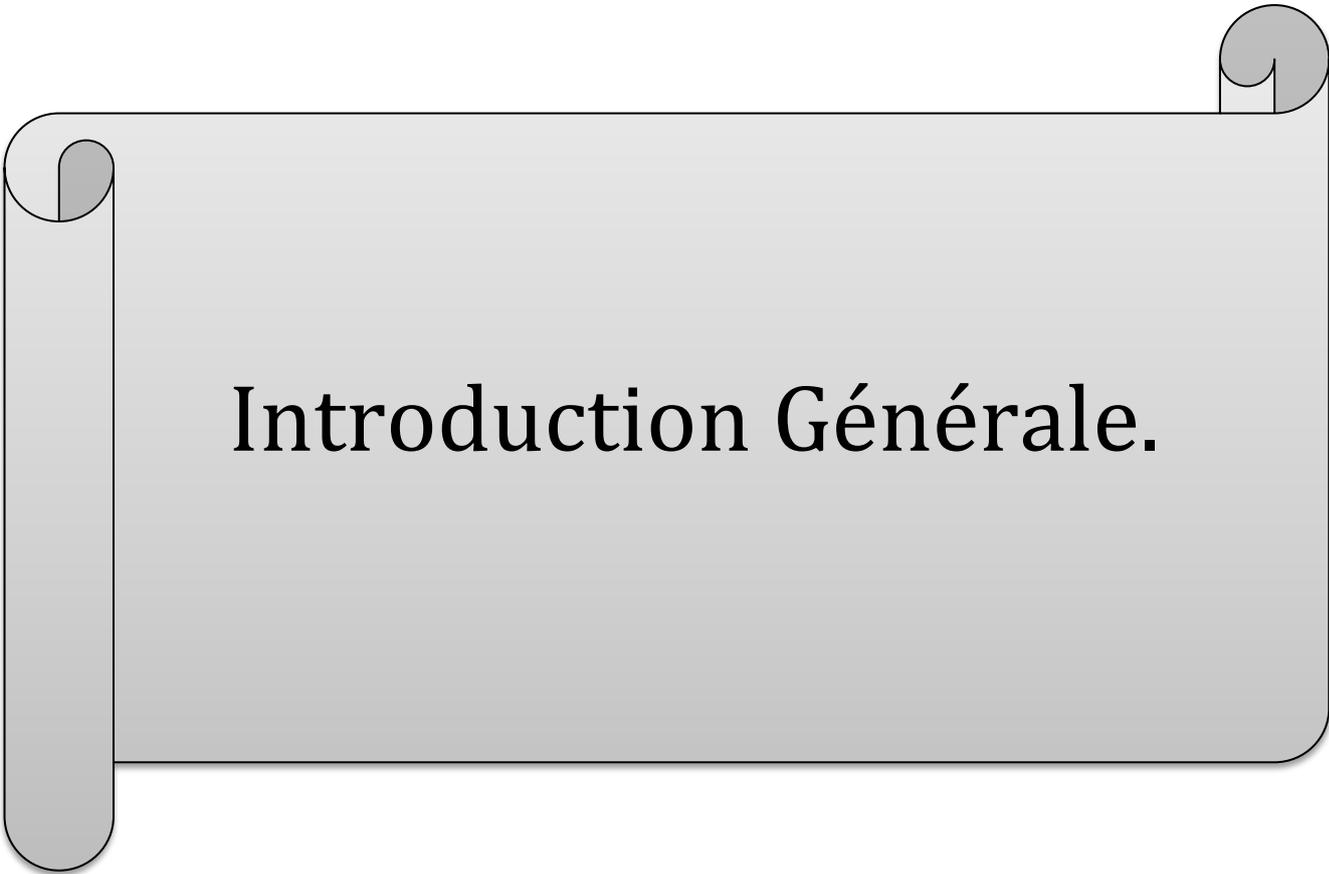
A mon unique sœur :Lina

A tous mes amis qui n'ont cessé de m'aider et de me conseiller pour accomplir mon travail : Farouk , Massinissa ,sara

Et enfin à tous ceux qui m'ont aidée de prêt ou de loin.



Dihya .



Introduction Générale.

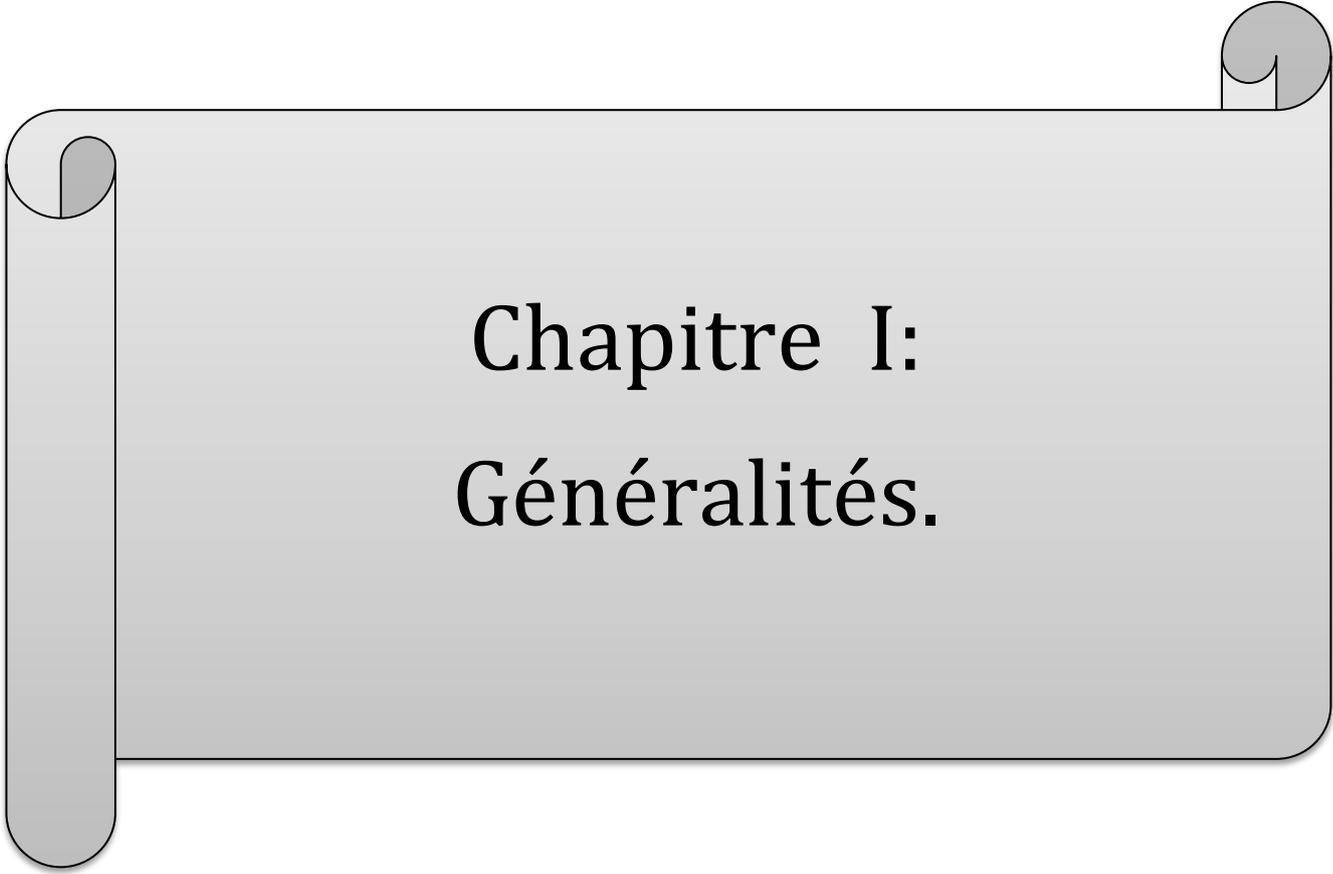
INTRODUCTION GENERALE :

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné.

En effet, on est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice. Pour cela les différentes études et règlement préconise divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment en (R+6+ 2 entresols) contreventé par un système mixte (voiles + portiques). Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui fera l'objet des trois premiers chapitres, nous allons intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS 2016. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre V. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.



Chapitre I: Généralités.

1.1. Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

1.2 Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet est un bâtiment R+6+2 entresols à usage d'habitation et de commerce sis à AACH EL-VAZ , wilaya de BEJAIA classée en zone IIa selon RPA99V 2003.



Figure I.1 : façade principale.

Le bâtiment est classé en groupe d'usage 2, (Bâtiment à usage d'habitations + commerces a l'entresol 02 avec une hauteur totale H=28.39 mètres) . Comme suit :

- Des locaux à usage commercial a l'entresol 02.
- Des logements à partir de l'entresol 01 à l'étage 6.

1.2.1 caractéristique de l'ouvrage :

Les caractéristiques de la structure sont :

- Largeur en plan21,00m
- Longueur en plan.....12,85m
- Hauteur de l'entresol 02.....3,91m
- Hauteur d'étage courant.....3.06m
- Hauteur totale.....28,39 m

1.2.2 Données du site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version 2003
- Le site est considéré comme site ferme , S₂ : schiste grisâtre
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 2$ bars
- L'ancrage minimal des fondations : D = 1,50m

1.3. Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2
- DTR B.C.2.33.1

1.4.Actions et sollicitations :

1.4.1 les actions :

1.4.1.1 Définitions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des actions accidentelles (FA).

1.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions :➤ **Les actions permanentes (G)**

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

- Le poids propre de la structure.
- Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q)**

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

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.

1.4.1.3 combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$
- situation accidentelles : $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{array} \right.$

1.4.2 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.5. Caractéristique des matériaux :

I.5.1 Le béton :

I.5.1.1 Définition :

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulats et éventuellement des adjuvants, qui durcissent en présence d'eau. Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

I.5.1.2 Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance à la compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa).

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

➤ pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

➤ pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour 1m^3 de béton courant doser à 350kg de ciment (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} , comprise entre 22 et 25 MPa, On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

b. La Résistance de béton à la traction f_{t28}

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

c. Contrainte limite :

C.1. Etat limite ultime :➤ **Contrainte ultime de compression**

Elle est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles ; $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$f_{bu} = 14,17$ MPA pour : $\gamma_b = 1,5$

$f_{bu} = 18,48$ MPA pour : $\gamma_b = 1,15$

➤ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{Adm}$

$\tau_{Adm} = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ donc :

$\tau_{Adm} = 3,33 \text{ Mpa}$ fissuration peu nuisible.

$\tau_{Adm} = 2,5 \text{ Mpa}$ fissuration préjudiciable.

C. 2. Etat limite de service

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

c. déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young

instantané E_{ij} et différé E_{vj}

➤ **Le module de déformation longitudinale instantané :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{tj})^{1/3} \quad t \leq 24h \quad \text{(CBA 93.Art : A.2.1.2.1)}$$

($f_{tj} = f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$) d'où : $E_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa}$.

➤ **Le module de déformation longitudinale différé :**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule:

$$E_{vj} = (1/3) E_{ij} \quad \text{(CBA 93.Art: A.2.1.2.2)}$$

$E_{ij} = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25$ Mpa on a :

$$E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

1.5.2 L'acier

a. Définition

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. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

b. Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Principales armatures utilisés

Tableau I.1 : en fonction du type d'acier.

	Aciers lisses	ronds	Aciers à hautes adhérences	Treillis soudé à fils lisses
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
f_e [MPa]	215	235	400	500

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

c. Contrainte limite

➤ Etat limite ultime

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élastoplastique parfait, avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = f_e / \gamma_s & \text{pour : } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10 \% \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s & \text{pour : } \epsilon_s \leq \epsilon_{se} \end{array} \right.$$

avec : $\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} & \epsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

Pour le cas de ce projet : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ Mpa pour une situation courante} \\ 400 \text{ pour une situation accidentelle} \end{array} \right.$

➤ Etat limite de service

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

- **Cas de fissuration peu nuisible** : Pas de vérification à faire
- **Cas de fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, (110\sqrt{\eta \times f_{tj}})\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier RL

$\eta = 1.6$ pour l'acier HA

- **Cas de fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, (90\sqrt{\eta \times f_{tj}})\right)$$

- **Protection des Armatures (l'enrobage « e »)**

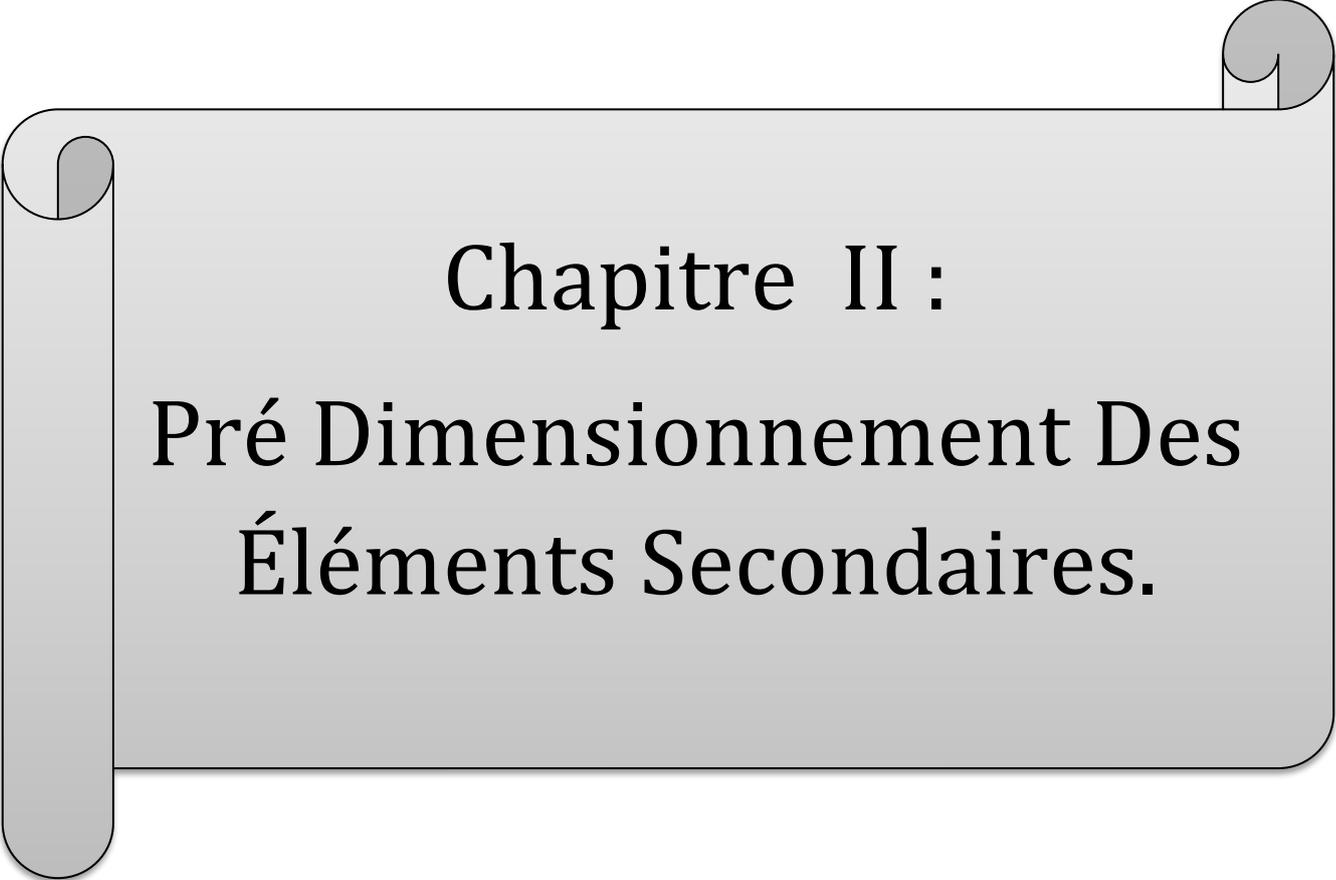
On adopte : $e = h - d$

1.6. Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : situation durable	14,2
		situation accidentelle
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164.2
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721.4
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	2×10^5
	Contrainte de calcul à l'ELU : situation accidentelle	400
		situation courante
	Contrainte à l'ELS : FPN	/
	FN	201,63
FTN	164,97	



Chapitre II :
Pré Dimensionnement Des
Éléments Secondaires.

II.1 INTRODUCTION

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres ;
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement. La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2 Pré dimensionnement des Eléments secondaires

- ❖ Ce sont des éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (escaliers, poutrelles, planchers, balcons, cloisons).

II.2.1. Les planchers

Pour notre bâtiment on a utilisés deux types de planchers :

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

❖ *Les planchers à corps creux*

Le pré redimensionnement des planchers se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{Art B. 6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

h_t : = h + h_0 : hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'hourdis (corps creux).

L : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles).

Si on suppose que la largeur des poutres est de 0.3m $\Rightarrow L=4.50-0.3=4.20$ m

$$h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.66 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de 20cm

Hauteur du corps creux : $h = 16$ cm.

Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4$ cm

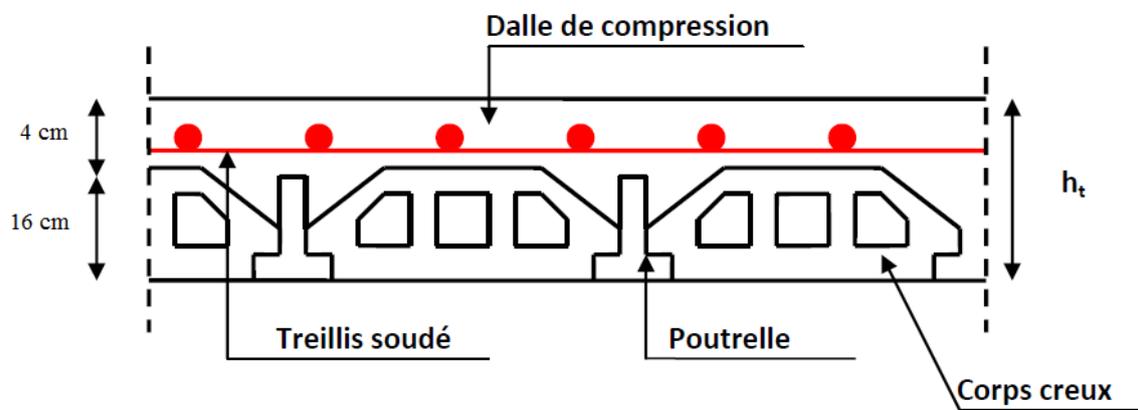


Figure II.1 : schéma corps creux

❖ Dimensionnement des poutrelles :

Détermination de la largeur de la table de compression:

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

$b_0 = 10$ cm largeur de la nervure

$L_x = 55$ cm distance entre nus de poutrelles.

$L_y = 270$ cm distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles.

$h_0 = 4$ cm épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 20$ cm hauteur totale de la poutrelle.

$$\text{Min}(27.5 ; 27) = 27 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

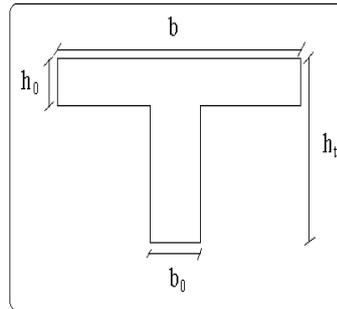


Figure II.2 : coupe transversale d'une poutrelle .

❖ **Les dalles pleines :**

• **Définition :**

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y). On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

1. CRITÈRE DE RÉSISTANCE :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul appui.
- $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

2. COUPE FEU :

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu ;
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu
- $e \geq 13\text{cm}$ pour l'isolation phonique

❖ **Type I (Balcon) : entresol 1, RDC , étage 1,2,3,4**

$$\frac{107}{50} \leq e \leq \frac{107}{46} \rightarrow 2.14 \leq e \leq 2.67 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend : $e = 14 \text{ cm}$

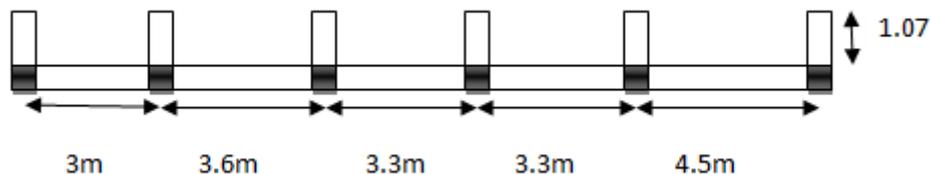


Figure II.3 : Panneau sur trois appuis (entresol 1, RDC, étage 1,2,3,4)

$$\frac{161}{50} \leq e \leq \frac{161}{46} \rightarrow 3.22 \leq e \leq 3.5 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend : $e = 14 \text{ cm}$



Figure II.4 : balcon sur trois appuis (étage 1,2,3,4,5)

$$\frac{107}{35} \leq e \leq \frac{107}{30} \rightarrow 3.05 \leq e \leq 3.56 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11\text{cm}$

On prend : $e = 14 \text{ cm}$

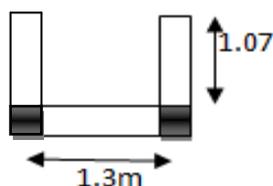


Figure II.5 : Panneau sur trois appuis (étage 1,2,3,4,5,6)

❖ **Type II : panneau dalle pleine en terrasse .**

$$\frac{155}{50} \leq e \leq \frac{150}{46} \rightarrow 3 \leq e \leq 3.26 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

On prend : $e = 14 \text{ cm}$

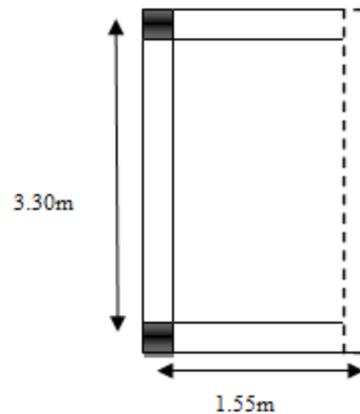


Figure II.6 : Panneau sur quatre appuis (terrasse inaccessible)

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe feu qui est déterminant.

On opte pour :

- 14cm d'épaisseur pour tous les balcons
- 14cm d'épaisseur pour la dalle pleine de terrasse.

II.2.2 les Escaliers :

❖ **Définition :**

Ce sont des éléments en béton armé conçus sur place , ils servent à lier les différents niveaux .

Notre structure présente trois types d'escalier :

- Types 01 : Escalier droit (une volée à 40 marches)
- Types 02 : Escalier à trois volées
- Types 03 : Escalier des duplex

❖ **Description :**

Les escaliers sont constitués de :

- Palier
- Paillasse
- marche
- Contre marches
- Giron

- Emmarchement

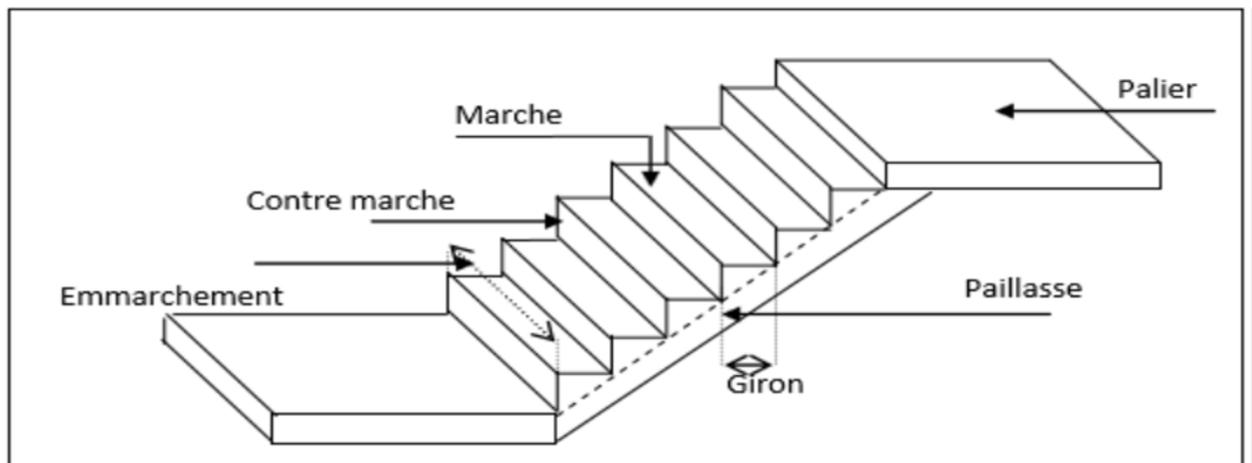


Figure II.7 : détail d'escaliers.

❖ *Pré dimensionnement :*

a) Escalier type 01 :

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche « g et h » on fait le calcul suivant :

Pour l'escalier de nombre de marches $n=40$, qui vient de l'entresol 2 au RDC .

On a l'entresol 2 de 3.91m et l'entresol 1 de 3.06m

Donc : $H=3.91+3.06=6.97\text{m}$

$h=6.97/41=0.17\text{m}$ ce qui fait la contre marche fait 17 cm

L la longueur de la volée est 13.87

b) Escalier type 02 :

Volée 1 et 3 :

$H=1.02\text{m}$ avec 5 marches donc $h=1.02/6=0.17\text{m}$

La contre marche $h=17\text{cm}$

L la longueur de la volée fait 1.5m avec 5 marches

La marche g fait $g=1.5/5=0.3\text{m}$

La marche fait $g=30\text{cm}$

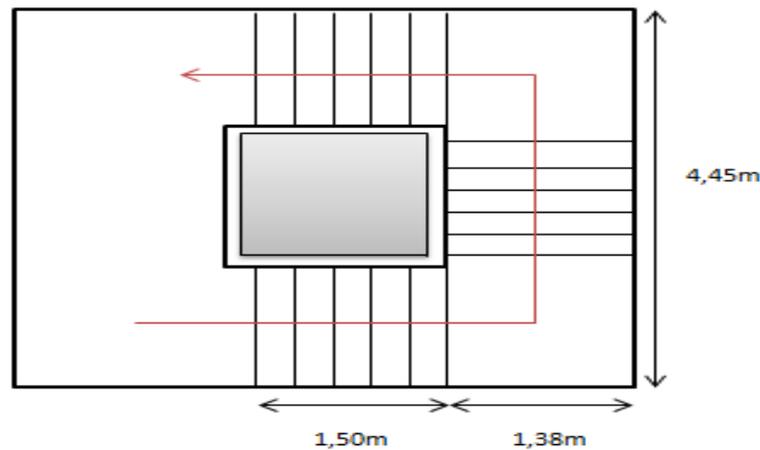


Figure II.8 : vue en plan d'escaliers

➤ Déterminer l'épaisseur de l'escalier type 2 :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad L = L_v + L_p$$

Avec : L_v = longueur de la volée
 L_p = longueur du palier

$$L_v = 1.81\text{m}, L_p = 1.3838\text{m} \Rightarrow L = 3.19\text{m}$$

$$\rightarrow 0.106 < e < 0.159$$

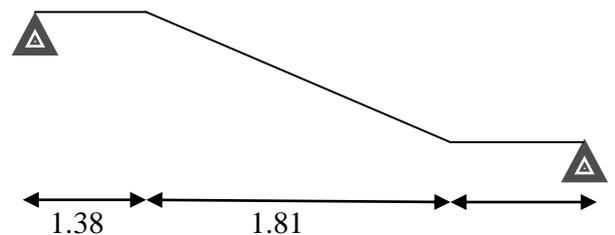


Figure II.9 : schéma statique volée 1 et 3

On prend $e = 15\text{ cm}$ pour type 2
 On prend $e = 20\text{ cm}$ pour type 1

II.2.3 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture (exemple de la figure 2-10).

- Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 40\text{cm}$.

Il est assimilé à une console encastée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une

charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

$$S_{inacce} = 15 \times 40 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0685m^2$$

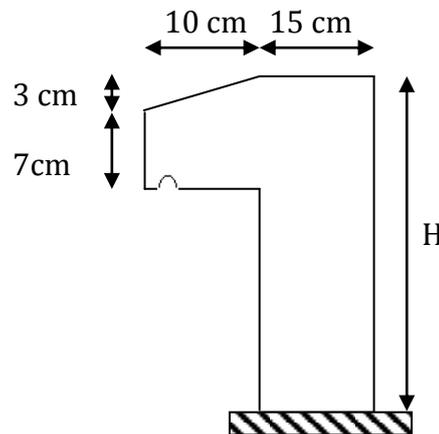


Figure II.10 : la coupe de l'acrotère

II.3 Pré dimensionnement des éléments principaux :

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

II.3.1 Les voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, son épaisseur est donnée par les conditions du RPA suivantes :

- $e \geq h_e/20$ pour les voiles simples, et h_e : hauteur libre d'étage ;
- $e \geq 15\text{cm}$

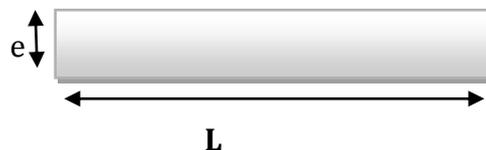


Figure II.11 vue en plan d'un voile

Tableau II.1 : Pré dimensionnement des voiles

	h_e (m)	e (cm) $\geq \frac{h_e}{20}$
Entre sol 2	$3.91 - 0.4 = 3.51$	17.5
	$3.91 - 0.35 = 3.56$	17.8

Autres niveaux	3.06-0.4=2.66	13.33
	3.06-0.35=2.71	13.5

Pour l'entresol 2 on prend : $e=18$ cm

Pour les autres niveaux : $e=15$ cm

$L_{\min} \geq 4e$ D'où $L_{\min} \geq 80$ cm

Donc tous les Voiles de notre bâtiment ont une largeur ≥ 80 cm.

II.3.2 Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

II.3.2 .1 Les poutres principales (P.P) :

❖ Définitions

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis. Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA93 suivante :

$$\frac{LX}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{LX}{10}$$

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$L_{\max} = 4.45$ m

$$\frac{4.45}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{4.45}{10}$$

$$29.66 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 44.5 \text{ cm}$$

Soit : **$h= 40$ cm et $b = 30$ cm.**

- Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les

$$\text{Conditions suivantes : } \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \end{cases}$$

II.3.2 .2 Les poutres secondaires (P.S) :

❖ Définitions

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont prédimensionnées selon la condition de flèche du CBA93.

Dans ce sens $L_{\max} = 4.5 - 0.3 = 4.2\text{m}$

$$\frac{LX}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{LX}{10}$$

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres secondaires .

$L_{\max} = 4.2\text{m}$

$$\frac{4.2}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{4.2}{10}$$

$$28 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 42 \text{ cm}$$

- Vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :
Conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ h/b = 35/30 = 1.33 < 4 \end{array} \right.$$

II.3.3 Les poteaux :

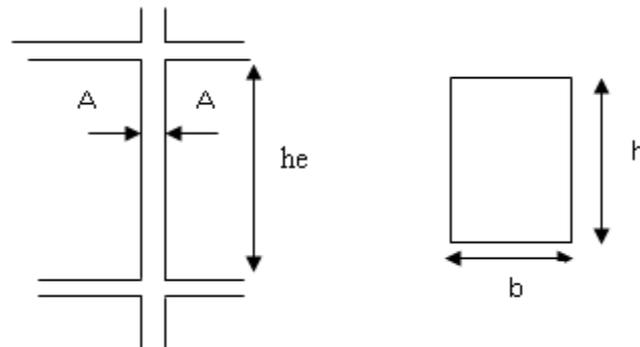
❖ Définitions

Ce sont des éléments en béton armé rectangulaire ou circulaire destiné à transmettre les charges aux fondations leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4 1) une fois la résistance à la compression vérifiée ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

❖ Pré dimensionnements

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivants

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version 2003).



$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA (artici 7.4.1)}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 (version 2003) citées ci-dessus.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Tableaux II.2 : Section des poteaux préalable.

Etage	Entre sol 1 et 2	RDC et 1 ^{er}	2 ^{ème} et 3 ^{ème}	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème}
section($b \cdot h$)	40 x 45	35 x 45	35 x 40	30 x 40

II.4. Evaluation des charges et surcharges

La descente de charge a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

❖ **Terrasses inaccessible (16+4) :**

Tableau II.3 Evaluation des charges dans le plancher terrasses inaccessible

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique	0.04	0.16
Forme de pente	0.1	2.2
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.80
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes		$G = 6.43 \text{ kn/m}^2$
Total charges Exploitations		$Q = 1 \text{ kn/m}^2$

❖ *Plancher Etage courant (16+4) :***Tableau II.4 :** Evaluation des charges d'un plancher Corp. creux (16+4)

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.10	1.00
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de Sable	0.03	0.36
Plancher à corps creux	0.20	2.8
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes		G = 5.33 kn/m²
Total charges Exploitations		Q = 1.5 kn/m²

❖ *Murs double cloison :***Tableau II.5 :** Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.02	0.4
Total charges permanentes		G = 2.80 kn/m²

❖ *Les escaliers :*• **Charge du palier****Tableau II.6** Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids (kn/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.4
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
La paillasse en béton armé	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	0.02	0.36

Total charges permanentes	5.27
Total charges d'exploitations	2.5

- Charge de volée :

Tableau II.7 Evaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids (kn/m ²)
Enduit en plâtre	$0.15/\cos\alpha$	0.49
Paillasse	$0.15/\cos\alpha$	6.66
Les marches	$h/2$	1.87
Mortier de pose horizontale	$0.02*h/g$	0.40
Revêtement horizontale	0.02	0.40
Mortier de pose	$0.02*h/g$	0.226
Revêtements vertical	$0.02*h/g$	0.226
Total charges permanentes	10.27	
Total charges Exploitations	2.5	

- ❖ *Dalle pleine:*

Tableau II.8 : Evaluation dalle pleine de 14cm

Désignation des éléments	Epaisseur "e" (m)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Plancher dalle pleine	0.14	3.5
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Total charges permanentes		G = 5.03 kn/m²
Total charges Exploitations		Q = 3.5 kn/m²

❖ *L'acrotère :***Tableau II.9 :** Evaluation des charges de l'acrotère :

Type	Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Enduit en ciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m ²)	G (KN/ml)
1	40	10	0.455	1.712	1.0	2.167

II.5. Descente de charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages

II.5..Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2.art.6.3)

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

Q_0, Q_1, \dots, Q_n sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage 1, 2, ..., n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Q a chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse Q_0 .

Sur le dernier étage $Q_0 + Q_1$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Pour $n \geq 5$ $Q_0 + (3+n)/2 * n (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$. D'habitation.)

❖ *Descente de charges pour le poteau le plus sollicité :*

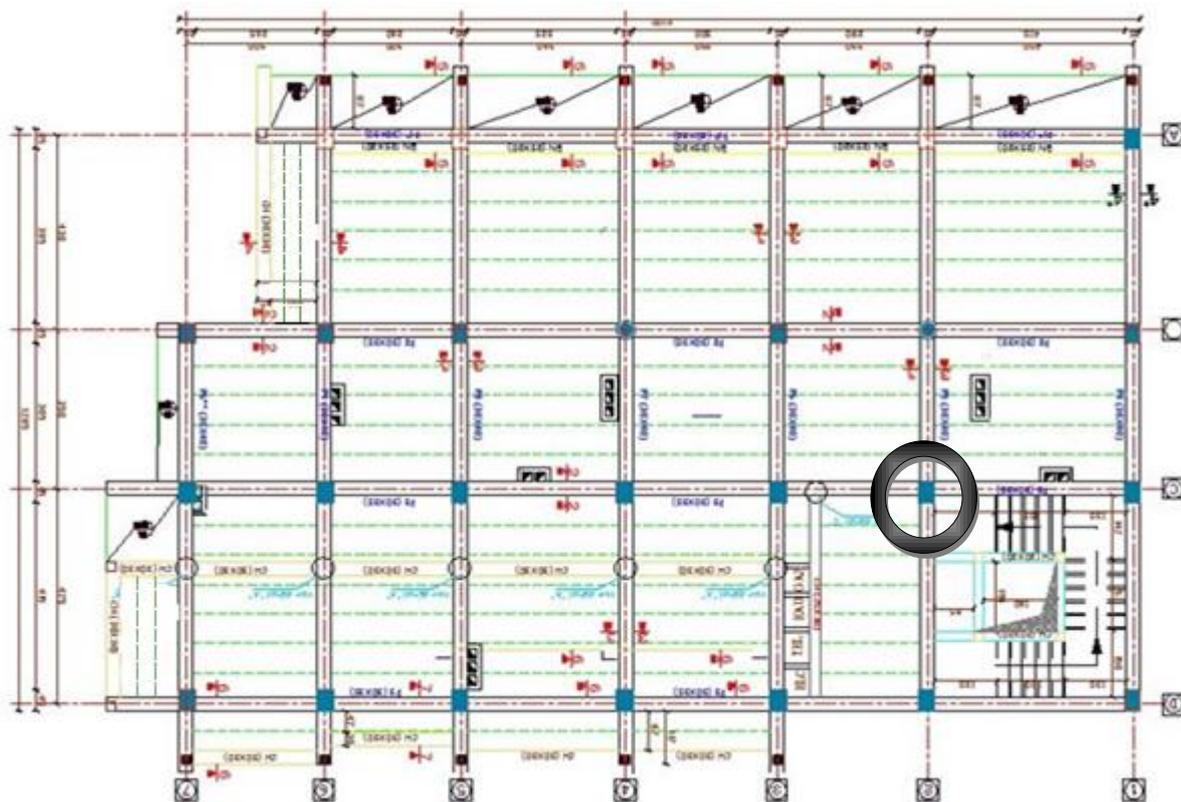


Figure II.12 : poteau le plus sollicité .

1. Calcul des la surfaces afférentes

- *Surfaces afférentes pour le poteau le plus sollicité :*

1. *Terrasse inaccessible :*

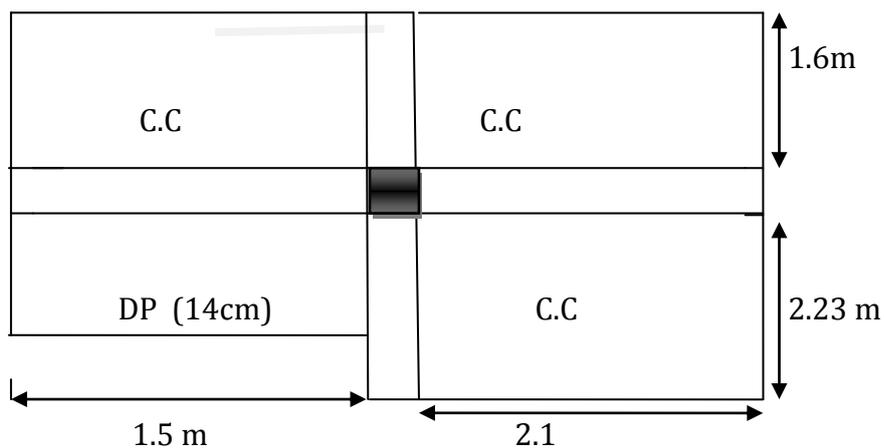


Figure II.13 : la surface afférente du poteau dernier niveau.

$$S_{Terrasse\ C.C} = S1 + S2 + S3 = 10.443\ m^2$$

$S_{DP}=2.085 \text{ m}^2$

RDC , 1,2,3,4,5 et 6^{ème} étage :

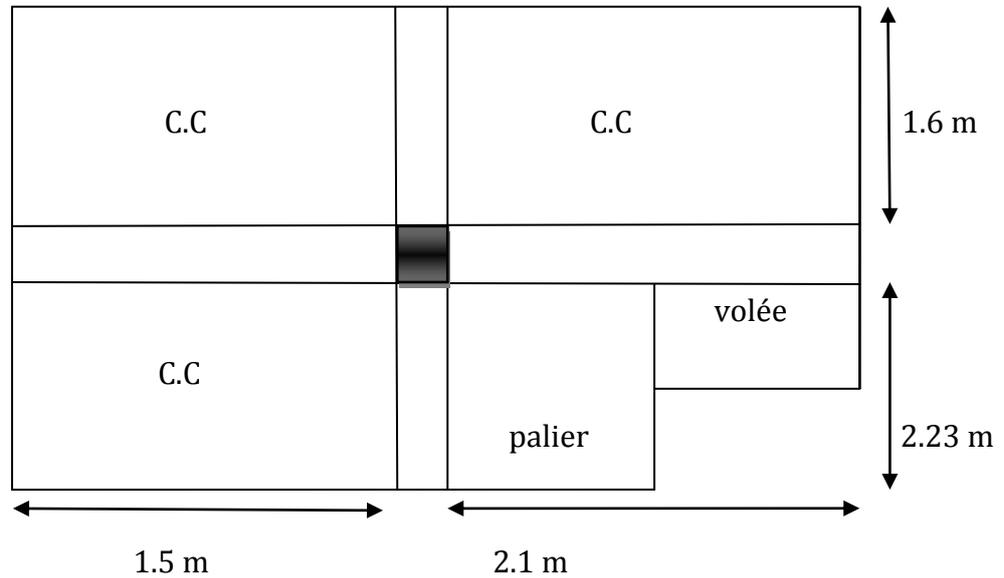


Figure II.14 : la surface afférente du poteau RDC ,1,2,3,4,5 et 6^{ème} étage.

$S_1=1.6 \times 1.5=2.4 \text{ m}^2$

$S_2= 1.6 \times 2.1=3.36 \text{ m}^2$

$S_3=2.23 \times 1.5=3.345 \text{ m}^2$

$S_p=1.32 \times 2.23=2.943 \text{ m}^2$

$S_v=1.15 \times 0.78=0.9 \text{ m}^2$

Entresol 2 :

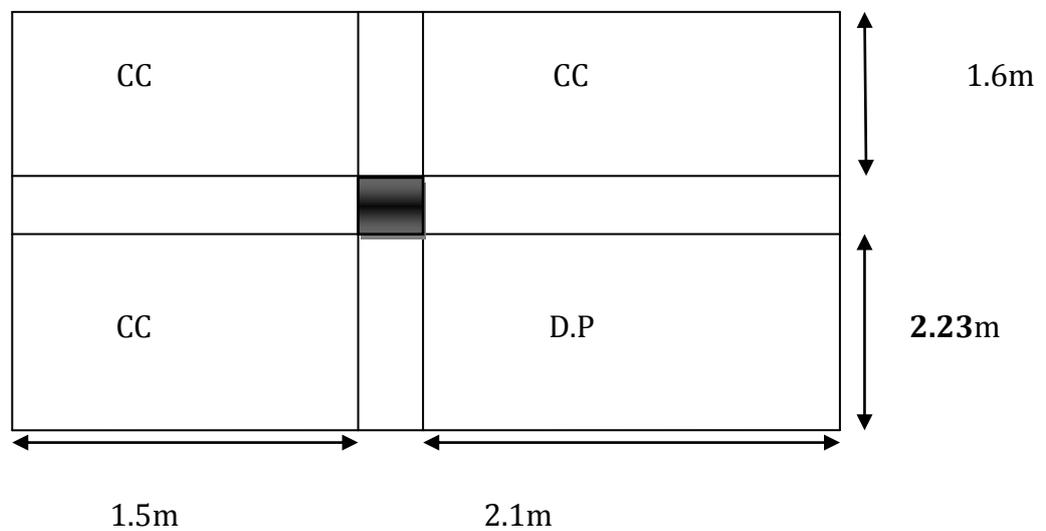


Figure II.16 : la surface de différentes du poteau a l'entresol 2

$$S1=1.6 \times 1.5=2.4 \text{ m}^2$$

$$S2= 1.6 \times 2.1=3.36 \text{ m}^2$$

$$S3=2.23 \times 1.5=3.345 \text{ m}^2$$

$$S_{DP}=4.68 \text{ m}^2$$

❖ *Différentes Surcharges d'exploitation selon La loi de dégression :*

$$N_9: Q_0=12.52 \text{ KN.}$$

$$N_8: Q_0+Q_1= 35.78 \text{ KN}$$

$$N_7: Q_0+0.95(Q_1+Q_2)=56.71 \text{ KN.}$$

$$N_6: Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)=75.32 \text{ KN}$$

$$N_5: Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=91.60 \text{ KN}$$

$$N_4: Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=105.56 \text{ KN}$$

$$N_3: Q_0+0.7(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=117.18 \text{ KN}$$

$$N_2: Q_0+0.65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=126.48 \text{ KN}$$

$$N_1: Q_0+0,6(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=133.46 \text{ KN}$$

$$N_0: Q_0+0,55(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=146.75 \text{ KN}$$

Tableau II.10 : Descente de charge

Niveau	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N9	Plancher terrasse	77.63	
	Poutre	20.92	
	Mur	10.08	
	Total	108.63	12.52
N8	G venant de n9	108.63	
	Etage 6	73.28	
	Poutres	20.92	
	Poteaux	9.18	
	Mur	10.08	
	Total	222.09	35.78
N7	G venant de n8	222.09	
	Etage 5	73.28	
	Poutres	20.92	
	Poteaux	9.18	

	Mur	10.08	
	Total	335.55	56.71
N6	G venant de n7	335.55	
	Etage 4	73.28	
	Poutres	20.92	
	Poteaux	9.18	
	Mur	10.08	
	Total	449.01	75.32
N5	G venant de n6	449.01	
	Etage 3	73.28	
	Poutres	20.92	
	Poteaux	9.18	
	Mur	10.08	
	Total	562.47	91.60
N4	G venant de n5	562.47	
	Etage 2	73.28	
	Poutres	20.92	
	Poteaux	10.71	
	Mur	10.08	
	Total	666.75	105.56
N3	G venant de n4	666.75	
	Etage 1	73.28	
	Poutres	20.92	
	Poteaux	12.05	
	Mur	10.08	
	Total	783.08	117.18
N2	G venant de n3	783.08	
	RDC	73.28	
	Poutres	20.92	
	Poteaux	12.05	
	Mur	10.08	
	Totale	899.41	126.48
N1	G venant de n2	899.41	
	Entresol1	73.28	
	Poutres	20.92	
	Poteaux	13.77	
	Mur	10.08	
	Total	1017.46	133.46

N0	G venant de n2	1017.46	
	Entresol2	73.19	
	Poutre	20.92	
	Poteaux	17.59	
	Mur	10.08	
	Total	1144.25	146.75

La descente des charges donne les résultats suivants :

$G=1144.25 \text{ Kn}$; $Q=146.75 \text{ Kn}$

$Nu= 1.35G + 1.5Q$

$Nu=1.35(1144.25)+1.5(146.75) = 1764.86\text{KN}$

D'après le BAEL l'effort Nu doit être majoré de :

- ✓ 15% pour les portiques à 2 travées .
- ✓ 10% pour les portiques à 3 travées .

Pour notre cas on a des portiques à plus de deux travées, on major de 10%.

$Nu^*=1.1Nu \rightarrow Nu^*=1941.35\text{KN}$.

❖ **Vérification des poteaux :**

- Vérification a la compression simple :

La condition a verifier est $\sigma_{bc}=Nu/S < \sigma_{bu}=14.2$

Tableau II.12 : résultats de la vérification a la compression simple

Poteaux	Nu	a*b (cm ²)	Compression		Obs
			B ^{adp}	B ^{cal}	
Etage6 , 5 , 4	791.05	30*40	0.12	0.055	vérifiée
Etg3 , 2	1164.29	35*40	0.14	0.082	vérifiée
Etg1 , RDC	1544.31	35*45	0.157	0.109	vérifiée
Entresol 1 , 2	1941.35	40*45	0.18	0.136	Vérifiée

❖ **Vérification au flambement :**

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

- B_r : Section réduite du béton.
- A_s : Section des armatures.
- γ_b : coefficient de sécurité de béton.
- γ_s : coefficient de sécurité des aciers
- α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

On calcule l'élanement : $\lambda = L_f / i$

L_f : Longueur de flambement = $0,7l_0$

L_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = b_1 \times h_1^3 / 12$

Le tableau ci dessous résume les vérifications au flambement des poteaux pour

Tableau II.13: Vérification au flambement des poteaux

Etage	Nu	i(m)	λ	α	B_r		Obs
					B_r	B_r^{cal}	
6	388.83	0.115	18.62	0.804	0.106	0.027	Vérifier
5	591.85	0.115	18.62	0.804	0.106	0.041	Vérifier
4	791.05	0.115	18.62	0.804	0.106	0.055	Vérifier
3	986.73	0.115	18.62	0.804	0.125	0.069	Vérifier
2	1164.29	0.155	18.62	0.804	0.125	0.081	Vérifier
1	1356.21	0.130	16.46	0.814	0.138	0.095	Vérifier
RDC	1544.31	0.130	16.46	0.814	0.138	0.108	Vérifier
Entresol 1	1731.13	0.129	16.60	0.813	0.163	0.121	Vérifier
Entresol 2	1941.35	0.129	21.21	0.791	0.163	0.136	Vérifier

- **Condition de RPA 99 :**

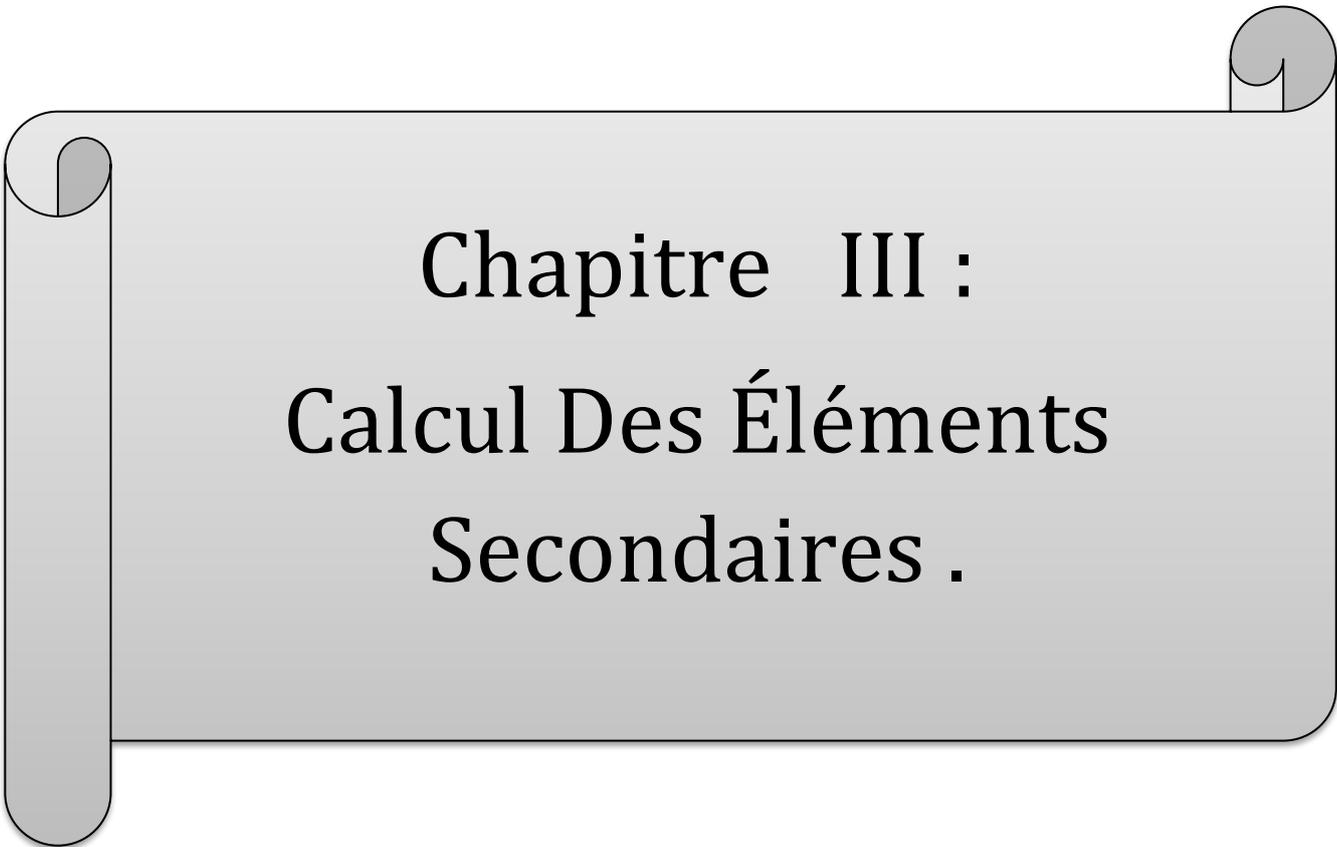
1. $Min(b, h) \geq 25cm$ vérifié.
2. $min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} cm$ vérifier.
3. $0.25 < \frac{b}{h} < 4$ vérifier.

Alors : les trois conditions sont vérifiées.

II.6 CONCLUSION :

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments structuraux nous avons effectué toutes les vérifications nécessaires, et nous avons adopté les sections suivantes:

- Poutres principales (30,40) cm².
- Poutre secondaires (30,35) cm²
- Entre sol 1 et entresol 2.....poteaux (40 ,45)cm².
- RDC et 1^{ère}étagepoteaux (35,45) cm²
- 2^{ème} ,3^{ème} étagepoteaux (35,40) cm².
- 4^{ème} , 5^{ème} ,6^{ème} étage.....poteaux (30,40) cm².



Chapitre III :
Calcul Des Éléments
Secondaires .

III.1. Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III. 2.Calcul des planchers :

III.2.1 Les poutrelles des planchers :

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée ;

Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon le sens qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

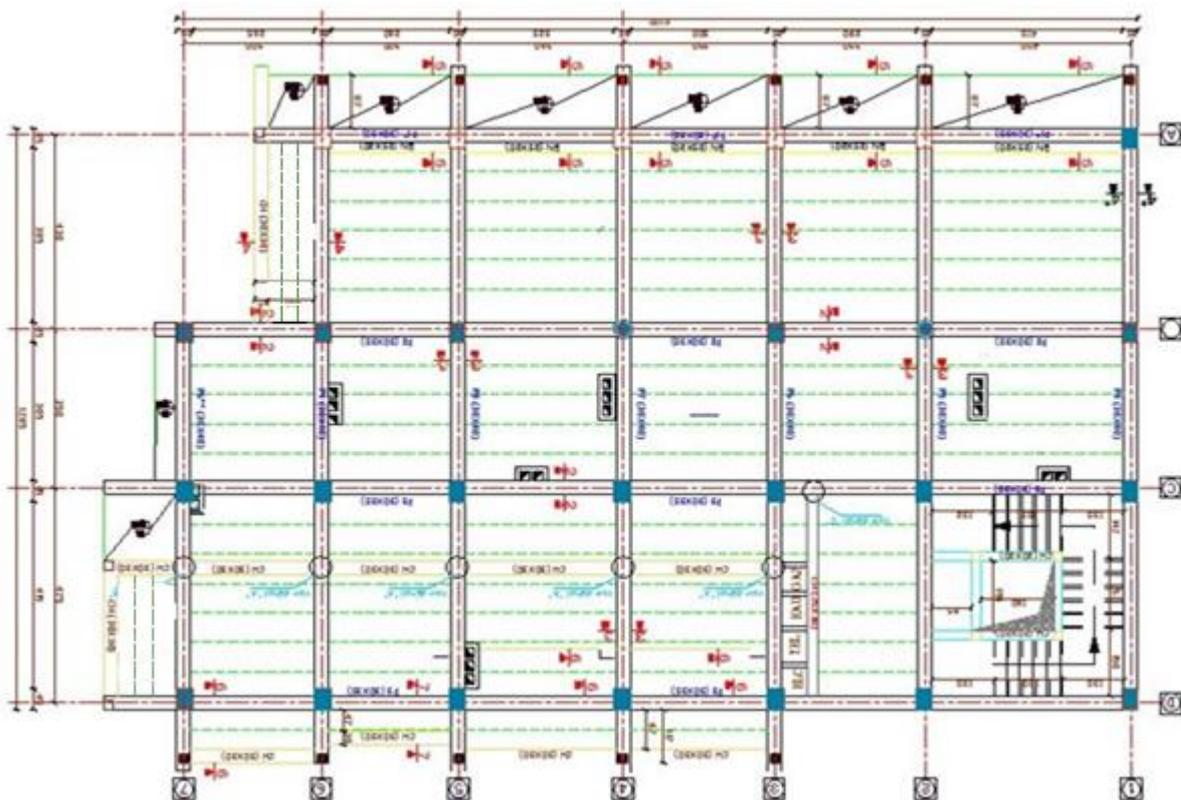


Figure III.1 : disposition des poutrelles .

Le plancher à corps creux (16+4) est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression de 4 cm et prend appui sur des poutrelles.

III.2.1.1 Etude des poutrelles

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

1. Méthode de calcul des sollicitations

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

Méthode forfaitaire

Méthode de Caquot

1.1 Méthode forfaitaire

1.1.1 Domaine d'application (BAEL91 art B.6.210)

Le BAEL91 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle n'est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2G ; 5\text{kn/m}^2)$

Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$

Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Avec :

G : charges permanentes reprises par la poutre continue

Q: charges d'exploitations reprises par la poutre continue

Si la 2^{ème} ou 3^{ème} ou 4^{ème} condition n'est pas vérifié on applique la méthode de Caquot minoré .

1.1.2 Exposé de la méthode forfaitaire

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q , et soit

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

avec α =degré de surcharge.

❖ Evaluation des moments :

a. moments aux appuis de rives :

les moments aux appuis de rives sont nuls mais seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $-0.15M_0$.

tel que $M_0 = \max(M^1_0, \dots, M^n_0)$, avec n= nombre de travées d'une poutre.

M_0 : moments isostatique ($M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$)

moment aux appuis intermédiaires :

la valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

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

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

Moments en travée :

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$1) : Mt + \frac{|Mg| + |Md|}{2} \geq \max \begin{cases} (1+0,3\alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$2) \begin{cases} Mt \geq \frac{(1,2+0,3\alpha) \times M_0}{2} & \text{si c'est une travée de rive.} \\ Mt \geq \frac{(1+0,3\alpha) \times M_0}{2} & \text{si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

M_t : est le maximale entre 1) et 2) .

Tel que M_0 : moment isostatique de la travée considérée .

❖ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués :

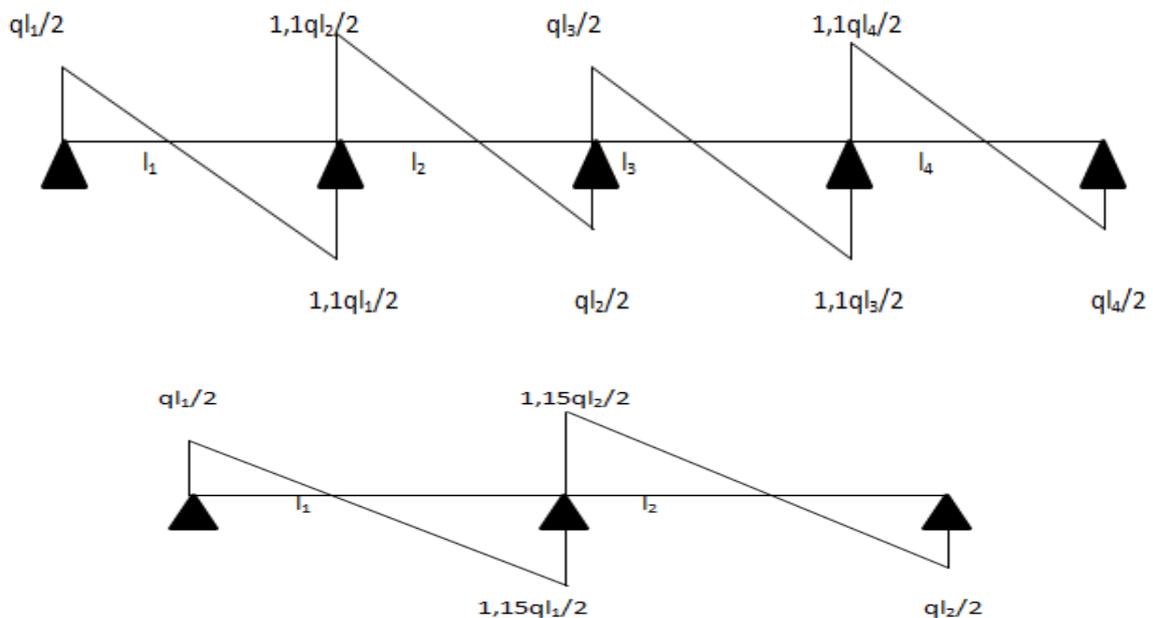
- ✓ Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées , dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les appuis voisins de rive .

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15% s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10% s'il s'agit d'une poutre de plus de deux travées .

- ✓ Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1})/L_i$



1.2 Méthode de Caquot :

1.2.1 conditions d'application :

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite

1.2.2 Exposé de la méthode de Caquot :

a. moment aux appuis :

$$M_t = - \frac{qdxl'_d{}^3 + qgx l'_g{}^3}{8.5(l'_g + l'_d)}$$

Tel que : L'_g et L'_d : longueurs fictives

q_g, q_d : chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{travée intermédiaire} \\ L : \text{travée de rive} \end{cases}$$

b. moment en travée :

$$M(X) = M_0(X) + Mg x (1 - \frac{X}{L}) + Mdx (\frac{X}{L}) = \frac{qx}{2} x(L - X) + Mg(1 - \frac{X}{L}) + Mdx (\frac{X}{L})$$

$$dM/dX = 0 \rightarrow -q \times X + qxL/2 - Mg/L + Md/L = 0$$

$$\rightarrow X = \frac{\frac{qxL}{2} - \frac{Mg}{L} + \frac{Md}{L}}{q}$$

$$M_{max} = M(X)$$

c. L'effort tranchant :

$$V = \frac{dM}{dX} = qx \frac{L}{2} - qxX - \frac{Mg}{L} + \frac{Md}{L}$$

➤ **méthode de Caquot minoré :**

elle s'applique aux planchers à surcharge modérée quand une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée .

$$Q \leq \min(2G, 5 \text{ Kn/m}^2)$$

Appliquer la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de caquot avec une petite modification . il suffit de réduire la charge permanente G et la remplacer par $G' = 2/3 G$ dans les calculs des moments sur appui seulement M_i

Pour le calcul des moments en travée , on utilise la charge réelle G et non G' .

III.2.1.2. Les Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet on a 9 types de poutrelles a étudiées :

❖ **Les différents types de poutrelles étage terrasse :**

Type 1 :



Type 2 :

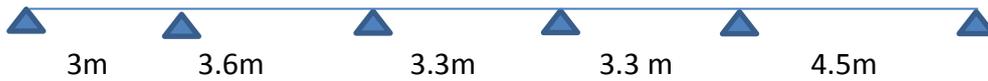


Type 3 :



❖ **Les différents types de poutrelles dans les étages courant :**

Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :



Type 4 :



Type 5 :



Type 6 :



III.2.1.3. calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

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

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

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65m$.

Tableau III.1 : combinaison des charges pour étages et terrasse.

Désignation	G(Kn/m ²)	Q(Kn/m ²)	ELU	ELS
			q _u (Kn/m)	q _s (Kn/m)
Plancher étage courant	5.33	1.5	6.14	4.44

Terrasse inaccessible	6.43	1	6.61	4.83
-----------------------	------	---	------	------

III.2.1.4. calcul des sollicitations :

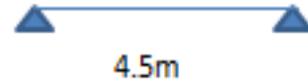
A. poutrelle du plancher terrasse:

➤ poutrelle de type 1 :

❖ moment en travée :

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

$$M_0 = 16.73 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$



❖ Moments au appuis :

$$M_A = M_B = 0.15M_0 = 2,50 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

❖ Efforts tranchants :

$$V_A = \frac{ql}{2} = \frac{6.61 \times 4.5}{2} = 14,87 \text{ Kn}$$

$$V_B = -14,87 \text{ Kn}$$

➤ poutrelle de type 2 : (méthode forfaitaire)



Tableau III.2 : sollicitations à l'ELU poutrelle type2 T.I

Travée	L (m)	M _g (kn/m)	M _d (kn/m)	M _t (kn/m)	V _g (kn)	V _d (kn)
AB	3	-0.97	-3.094	3.888	6.065	-8.128
BC	3	-3.094	-2.923	2.314	7.154	-7.04
CD	3.6	-2.923	-3.962	4.231	8.227	-8.804
DE	3.3	-3.962	-0.97	4.611	9.007	-6.606

Tableau III.3 : sollicitations à l'ELS poutrelle type2 T.I

Travée	L (m)	M _g (kn/m)	M _d (kn/m)	M _{ts} (kn/m)	V _g (kn)	V _d (kn)
--------	-------	-----------------------	-----------------------	------------------------	---------------------	---------------------

AB	3	-0.97	-2.228	2.827	4.131	-6.165
BC	3	-2.228	-2.105	1.695	5.204	-5.092
CD	3.6	-2.105	-2.853	3.087	5.893	-6.462
DE	3.3	-2.853	-0.97	3.354	6.847	-4.478

➤ *poutrelle de type 3 : (méthode caquot minorée)*



Tableau III.4: sollicitations à l'ELU poutrelle type3 T.I

Travée	L	$M_g(\text{kn/m})$	$M_d(\text{kn/m})$	$M_t(\text{kn/m})$	$V_g(\text{kN})$	$V_d(\text{kN})$
AB	3	-1.79	-3.094	3.888	6.065	-8.128
BC	3	-3.094	-2.923	2.314	7.154	-7.04
CD	3.6	-2.923	-3.136	4.635	8.457	-8.575
DE	3.3	-3.136	-2.853	3.446	7.892	-7.72
EF	3.3	-2.853	-3.115	3.457	7.727	-7.886
FG	4.5	-3.115	-1.79	10	11.33	-9.953

Tableau III.5 : sollicitations à l'ELS poutrelle type3 T.I

Travée	L (m)	$M_g(\text{kn/m})$	$M_d(\text{kn/m})$	$M_t(\text{kn/m})$	$V_g(\text{kn})$	$V_d(\text{kn})$
AB	3	-1.30	-2.228	2.827	4.405	-5.891
BC	3	-2.228	-2.105	1.695	5.189	-5.107
CD	3.6	-2.105	-2.258	3.379	6.135	-6.22
DE	3.3	-2.258	-2.054	2.516	5.725	-5.601
EF	3.3	-2.054	-2.243	2.524	5.606	-5.72
FG	4.5	-2.243	-1.30	7.602	8.22	-7.224

B . Poutrelle du plancher étage courant :

➤ *Poutrelle type 1 : (méthode caquot minorée)*

**Tableau III.6 :** sollicitations à l'ELU poutrelle type1 E.C

travée	L(m)	$M_g(\text{Kn/m})$	$M_d(\text{Kn/m})$	$M_t(\text{Kn/m})$	$V_g(\text{Kn})$	$V_d(\text{Kn})$
AB	3	-1.73	-3.849	3.839	8.704	-9.716
BC	3.6	-3.849	-4.129	5.958	10.974	-11.13
CD	3.3	-4.129	-3.756	4.417	10.244	-10.018
DE	3.3	-3.756	-4.101	4.43	10.026	-10.236
EF	4.5	-4.101	-1.73	13.559	14.726	-12.904

Tableau III.7 : sollicitations à l'ELS poutrelle type 1 E.C

travée	L(m)	$M_g(\text{Kn/m})$	$M_d(\text{Kn/m})$	$M_t(\text{Kn/m})$	$V_g(\text{Kn})$	$V_d(\text{Kn})$
AB	3	-1.245	-2.76	4.701	6.154	-7.166
BC	3.6	2.76	-2.961	7.087	7.914	-8.07
CD	3.3	-2.961	-2.694	5.531	7.439	-7.213
DE	3.3	-2.694	-2.941	5.541	7.221	-7.431
EF	4.5	-2.941	-1.245	14.101	10.901	-9.079

➤ **Poutrelle type 2 :**

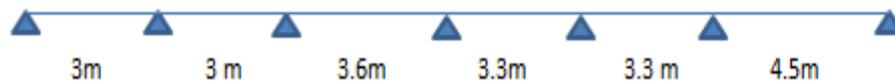
**Tableau III.8 :** sollicitations à l'ELU poutrelle type2 E.C

travée	L(m)	$M_g(\text{Kn/m})$	$M_d(\text{Kn/m})$	$M_t(\text{Kn/m})$	$V_g(\text{Kn})$	$V_d(\text{Kn})$
AB	3	-1.491	-3.454	5.616	9.21	-10.13
BC	3	-3.454	-3.979	3.672	10.131	-9.21
CD	3.6	-3.979	-3.979	6.595	11.052	-11.05
DE	3.3	-3.979	-4.179	4.806	10.131	-11.14
EF	3.3	-4.179	-1.491	6.795	11.144	-10.13

Tableau III.9 : sollicitations à l'ELS poutrelle type 2 E.C

travée	L(m)	$M_g(\text{Kn/m})$	$M_d(\text{Kn/m})$	$M_t(\text{Kn/m})$	$V_g(\text{Kn})$	$V_d(\text{Kn})$
AB	3	-1.078	-2.492	4.052	6.66	-7.326
BC	3	-2.492	-2.871	2.649	7.326	-6.66
CD	3.6	-2.871	-2.871	4.758	7.992	-7.992
DE	3.3	-2.871	-3.015	3.467	7.326	-8.0586
EF	3.3	-3.015	-1.078	4.902	8.0586	-7.326

➤ *Poutrelle type 3 : (méthode caquot minorée)*

**Tableau III.10** : sollicitations à l'ELU poutrelle type 3 E.C

travée	L(m)	$M_g(\text{Kn/m})$	$M_d(\text{Kn/m})$	$M_t(\text{Kn/m})$	$V_g(\text{Kn})$	$V_d(\text{Kn})$
AB	3	-1.73	-4.074	5.021	7.852	-10.568
BC	3	-4.074	-3.849	2.946	9.285	-9.135
CD	3.6	-3.849	-4.129	5.958	10.974	-11.13
DE	3.3	-4.129	-3.756	4.417	10.244	-10.018
EF	3.3	-3.756	-4.101	4.43	10.026	-10.236
FG	4.5	-4.101	-1.73	13.559	14.726	-12.904

Tableau III.11 : sollicitations à l'ELS poutrelle type3 E.C

travée	L(m)	$M_g(\text{Kn/m})$	$M_d(\text{Kn/m})$	$M_t(\text{Kn/m})$	$V_g(\text{Kn})$	$V_d(\text{Kn})$
AB	3	-1.24	-2.922	5.512	5.302	-8.018
BC	3	-2.922	-2.76	4.067	6.735	-6.585
CD	3.6	-2.76	-2.961	7.087	7.914	-8.07
DE	3.3	-2.961	-2.694	5.531	7.439	-7.213
EF	3.3	-2.694	-2.941	5.541	7.221	-7.431
FG	4.5	-2.941	-1.24	14.101	10.901	-9.079

➤ *Poutrelle type 4 :*



Tableau III.12 : sollicitations à l'ELU poutrelle type 4 E.C

travée	L(m)	M _g (Kn/m)	M _d (Kn/m)	M _t (Kn/m)	V _g (Kn)	V _d (Kn)
AB	3	-1.491	-3.454	5.616	9.21	-10.131
BC	3	-3.454	-3.979	3.672	10.131	-9.21
CD	3.6	-3.979	-4.974	6.097	11.052	-12.157
DE	3.3	-4.974	-1.491	6.398	11.144	-10.131

Tableau III.13 : sollicitations à l'ELS poutrelle type 4 E.C

travée	L(m)	M _g (Kn/m)	M _d (Kn/m)	M _t (Kn/m)	V _g (Kn)	V _d (Kn)
AB	3	-1.075	-2.492	4.052	6.66	-7.326
BC	3	-2.492	-2.871	2.649	7.326	-6.66
CD	3.6	-2.871	-3.589	4.399	7.992	-8.7912
DE	3.3	-3.589	-1.075	4.615	8.0586	-7.326

❖ *Tableau récapitulatif :*

Tableau III.14 : récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux .

sollicitations	ELU			ELS		
	M _{max} ^{appui} (Kn/m)	M _{max} ^{trav} (Kn/m)	V _{max} (Kn/m)	M _{max} ^{appui} (Kn/m)	M _{max} ^{trav} (Kn/m)	V _{max} (Kn)
type de planchers						
Poutrelle de la terrasse inaccessible	3.136	10	11.33	2.258	7.602	8.22
Poutrelle du plancher courant	8.267	11.683	15.652	5.928	12.697	10.901

III.2.1.4. ferrailage des poutrelles

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

A. Etage courant :

On prend dans notre cas pour le ferrailage de la poutrelle type 3 du plancher étage courant qui est sollicitée par les efforts suivants :

	$M^{\max}_{travée} = 13.559 \text{ Kn.m}$
A l'ELU :	$M^{\max}_{appuis} \rightarrow \text{rive} : -1.73 \text{ Kn}$
	$\rightarrow \text{Intermédiaire} : -4.129 \text{ Kn.m}$
	$V^{\max} = 14.726 \text{ Kn}$
A l'ELS :	$M^{\max}_{travée} = 14.101 \text{ Kn.m}$
	$M^{\max}_{appuis} \rightarrow \text{rive} : -1.24 \text{ Kn.m}$
	$\rightarrow \text{intermédiaire} : -2.961 \text{ Kn.m}$
	$V^{\max} = 10.901 \text{ Kn}$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

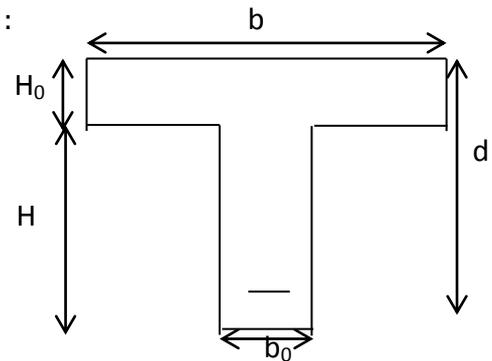
$$b = 65 \text{ cm}$$

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

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

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

$$d = 18 \text{ cm}$$



➤ Calcul a l'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

- ✓ Si : $M_u \leq M_{TV} = b * h_0 * f_{bu} * (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b * h$).
- ✓ Si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{Tu} : le moment équilibré par la table de compression .

✓ Armatures longitudinales :

a. Ferrailage en travée :

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

$$MT_u = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 103 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$MT_u = 59.07 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$\text{On a } M_t^{max} = 13.559 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$M_{tu} > M_t^{max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = 0.045$$

$$\mu_l = 0.8\alpha l(1 - 0.4\alpha l) = 0.392$$

\rightarrow le diagramme passe par li pivot "A" et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_s' = 0$) Et $\epsilon_s = 10\text{‰}$; $f_{st} = f_e / Y_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.057$$

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

$$A^{travée} \geq M^{travée} / z \times f_{st} = 2.22 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.22 > A_{min} \rightarrow$ la condition de non fragilité est vérifiée.

On opte pour $A = 2\text{Ha}12 + 1\text{Ha}10 = 3.05 \text{ cm}^2$

b. Ferrailage en appuis :**i. Appui intermédiaire :**

$$M_{interne} = -4.129 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h)$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = 0.089$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ le diagramme passe par le pivot "A".

$$\mu_l = 0.8\alpha l(1 - 0.4\alpha l) = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\text{Et } \varepsilon_s = 10\text{‰} ; f_{st} = f_e / Y_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{z x f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.115$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 0.171 \text{ m}$$

$$A_{int} \geq M_{int} / z x f_{st} = 0.684 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 x b_0 x d x f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 x 0.10 x 0.18 x 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.684 > A_{min} \rightarrow$ la condition de non fragilité est vérifiée .

On prend $A = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

ii. Appuis de rive :

$$M^{a_{rive}} = -1.73 \text{ Kn.m}$$

la table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif aux appuis .

le béton tendu n'intervient pas dans le calcul , donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b_0 x h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 x d^2 x f_{bu}} \rightarrow \mu_{bu} = 0.037$$

$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ le diagramme passe par le pivot "A".

$$\mu_l = 0.8\alpha l(1 - 0.4\alpha l) = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

\rightarrow le diagramme passe par li pivot "A" et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_s' = 0$)

$$\text{Et } \varepsilon_s = 10\text{‰} ; f_{st} = f_e / Y_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.047$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \rightarrow z = 0.176 \text{ m}$$

$$A^{rive} \geq M^{rive} / z x f_{st} = 0.28 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.28 > A_{min} \rightarrow$ la condition de non fragilité est vérifiée .

On prend $A = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$

• **Vérification a l'ELU :**

a-Cisaillement

$$V_{max} = 14.726 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{14.729 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.81 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

b-calcul des armatures transversales

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_1; \frac{b_0}{10} \right) = 6 \text{ mm}$$

On adopte un étrier avec $A_t = 2\emptyset 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

c- Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELS :**

a. État limite de compression du béton :

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

➤ **En travée :** $M_t^{max} = 14.101 \text{ KN.m}$

- Position de l'axe neutre y :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) + 15A'(h_0 - d') \dots\dots\dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -1.205 \times 10^{-4}$$

$H < 0 \Rightarrow$ Position de l'axe neutre : alors l'axe neutre passe par la nervure calcul d'une section en T))

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b-b_0) \times h_0 \times 30 \times A] \times y - [(b-b_0) \times h_0^2 \times 30 \times d \times A$$

$$5y^2 + 265.75 - 1263.5 = 0 \dots\dots\dots (2) \text{ Solution d'équation : } y = 4.39 \text{ cm}$$

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

$$I = 10306.38 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sr}}{I} Y = \frac{14.101 \times 10^{-3}}{10306.38 \times 10^{-8}} \times 4.39 \times 0.0439 = 6.00 \text{ MPA}$$

donc $6.00 \text{ MPA} \leq \sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots$ vérifier

➤ **Appuis intermédiaire :** $M_{ser}^{max} = -2.961 \text{ N.m}$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = 1.903 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

$H > 0 \Rightarrow$ Position de l'axe neutre : le calcul e fait pour une section $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times Y^2 + 15 \times A \times (y-d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} \times y^2 \times + (15 \times 1.57 \times)y - (15 \times 18 \times 1.57) = 0$$

$$5y^2 + 23.55y - 423.9 = 0 \dots\dots\dots (2) \text{ Solution d'équation : } y = 0.71 \text{ cm}$$

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

$$I = \left(\frac{10}{3} \times (0.71)^3\right) + [(15 \times 2.26) \times (18 - 0.71)^2] \Rightarrow I = 7041.32 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sr}}{I} Y = \frac{2.961 \times 10^{-3}}{7041.32 \times 10^{-8}} \times 0.0071 = 0.29 \text{ MPA}$$

donc $0.29 \text{ MPA} \leq \sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots$ vérifier

➤ **Appuis de rive :** $M_{ser} = -1.24 \text{ kn .m}$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 0.79 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = 3.55 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

$H > 0 \Rightarrow$ Position de l'axe neutre : le calcul e fait pour une section $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times Y^2 + 15 \times A \times (y-d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} \times y^2 \times (15 \times 0.79 \times y) - (15 \times 0.79 \times 18) = 0$$

$$5y^2 + 11.85y - 213.3 = 0 \dots\dots\dots (2) \text{ Solution d'équation : } y = 5.45 \text{ cm}$$

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

$$I = \left(\frac{10}{3}\right) \times (5.45)^3 + [(15 \times 0.79) \times (18 - 5.45)^2] \Rightarrow I = 2405.99 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sr}}{I} Y = \frac{1.24 \times 10^{-3}}{2405.99 \times 10^{-8}} \times 0.0545 = 2.8 \text{ MPA}$$

donc $2.8 \text{ MPA} \leq \sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$ vérifier

• **Vérification de la flèche : (Annexe 4)**

D'après le CBA93, la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.044 > \frac{1}{16} = 0.0625; \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

La condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche :

→ la première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Avec : f_{gv} et f_{gi} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes appliquées sur l'élément G (instantanée ou différées).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons G sans revêtement.

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$

Tableau III.15 : calcul de la flèche de la poutrelle

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes (MPa)		Flèches (mm)	
<i>J</i>	3.17	<i>Mj</i>	5.889	σ_{stj}	116.73	<i>fji</i>	4.375
<i>g</i>	3.46	<i>Mg</i>	6.428	σ_{stg}	127.41	<i>fgi</i>	4.891
						<i>fgv</i>	9.184
<i>p</i>	4.44	<i>Mp</i>	8.249	σ_{stp}	163.51	<i>fpi</i>	6.654

$f = 6.57\text{mm} < f_{adm} = 9\text{mm}$ la condition de la flèche est vérifiée.

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

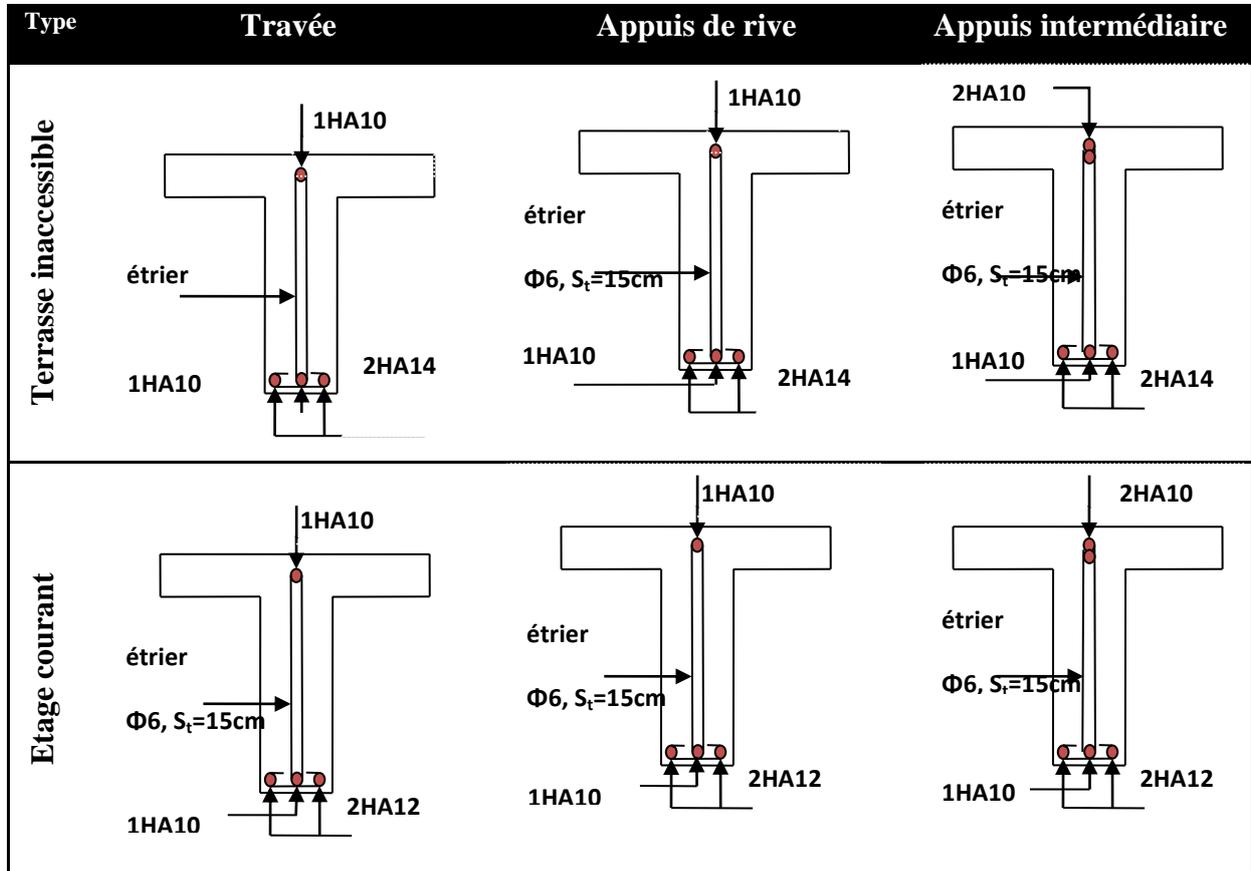


FIGURE III.2 : ferrailage des poutrelles .

❖ Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

5TS6/ml = 1.41 cm² ⇒ perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm.....
Condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml = 0.85 cm² ⇒ parallèles aux poutrelles → St = 30 cm < 30 cm.....condition vérifiée.

III.3. planchers à dalles pleines

Les dalles pleines sont classées selon le nombre d'appuis sur lesquels elles reposent :

- Dalle sur quatre appuis
- Dalle sur trois appuis
- Dalle sur deux appuis
- Dalle console

L_x = la plus petite dimension du panneau

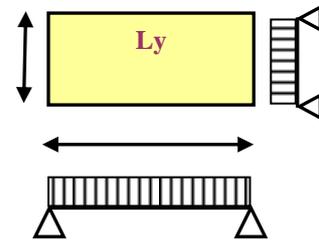
L_y = la plus grande dimension du panneau

$$\rho = L_x / L_y$$

si : $\rho \leq 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant L_x)

si : $\rho \geq 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens

dans notre ca on a trois types de dalles : dalle sur 4 et 3 appuis .

III.3.1. Dalle sur quatre appuis :**❖ Calcul des sollicitations :**

On a : $G = 5,03 \text{ Kn/m}^2$; $Q = 1 \text{ K/m}^2$;

$$P_u = 1,35 \times 5,03 + 1,5 \times 1 = 8,29 \text{ Kn/m}^2$$

Et $l_x = 1,55 \text{ m}$, $l_y = 3,30 \text{ m}$

$$\rho = l_x / l_y = 0,46$$

donc la dalle travaille dans les deux sens , et les moments isostatiques selon les deux sens l_x et l_y :

$$M_0^x = \mu_x \times (p_u \times l_x^2) = 0,1022 \times (8,29 \times 1,55^2) = 2,035 \text{ Kn/m}^2$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,2500 \times 2,219 = 0,508 \text{ Kn/m}^2$$

Avec : μ_x et μ_y sont donnés dans l'annexe

En travée :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_0^x = 1,526 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_0^y = 0,381 \text{ Kn.m}$$

En appuis

$$M_{ax}=0.5 \times M_0^x = 1,017 \text{Kn} \cdot \text{m}$$

$$M_{ay}=0.5 \times M_0^y = 0,254 \text{Kn} \cdot \text{m}$$

❖ **Ferrailage :**

$$\Phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + 3\right) = 14 - (0.7 + 3) = 10,3 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + 3\right) = 14 - (0.7 + 2 + 3) = 8,3 \text{cm}$$

Tableau III.16 : calcul dalle pleine a 4 appuis

sens		Mt(K N.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
travée	x-x	1.526	0.008	0.011	0.109	0.40	1.41	3HA10=2.36
	y-y	0.381	0.002	0.0027	0.109	0.099	1.12	4HA10=2.01
appui	x-x	1.017	0.006	0.007	0.109	0.26	1.41	3HA10=2.36

a. Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on a $St_y = 30\text{cm}$.

Sens y-y: $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on a $St_x = 30\text{cm}$.

b. vérification des armatures secondaires:

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.51\text{cm}^2 \geq 1.25\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau^{lim} = 1.17 \text{MPa}$$

$$\text{On a } V_y = V_{max} = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = \frac{8,29 \times 3.30}{2} \times \frac{1.5^4}{1.55^4 + 3.30^4} \Rightarrow V_x = 12.07 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{12.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_u = 0.095 \text{MPa} \leq \tau^{lim} = 1.25 \text{MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.3.1.1. Vérifications l'E.L.S :

a. Etat limite de compression de béton :

$$q_s = 6.53 \text{Kn/m} ; \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\begin{cases} M_{0ser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.1054 \times 6.03 \times 1.55^2 \Rightarrow M_{0ser}^x = 1.52 \text{KNm} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.3319 \times 1.52 \Rightarrow M_{0ser}^y = 0.504 \text{KNm} \end{cases}$$

En travée :

$$M_{tx} = 1.14 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0.378 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = 0.76 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$M_{ay} = 0.252 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

Sens x-x : $A_x = 2.36 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 11 \text{ cm}$.

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

$$\rightarrow 50 y^2 + 15 \times 2.36 \times y - 15 \times 2.36 \times 11 \rightarrow y = 2.46 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{h} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \rightarrow I = 2797.50 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.09 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.09 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser} (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \times \frac{1.14 (11 - 2.46) \times 10^{-5}}{2797.5 \times 10^{-8}} = 3.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 3.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

b. Vérification de la flèche : selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.55} \geq \left(\frac{1.14}{20 \times 1.65}, 0.037\right) \\ \frac{2.36}{100 \times 10.3} \leq \frac{2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.09 \geq 0.037 \\ 2.29 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

- **Schéma de ferrailage :**

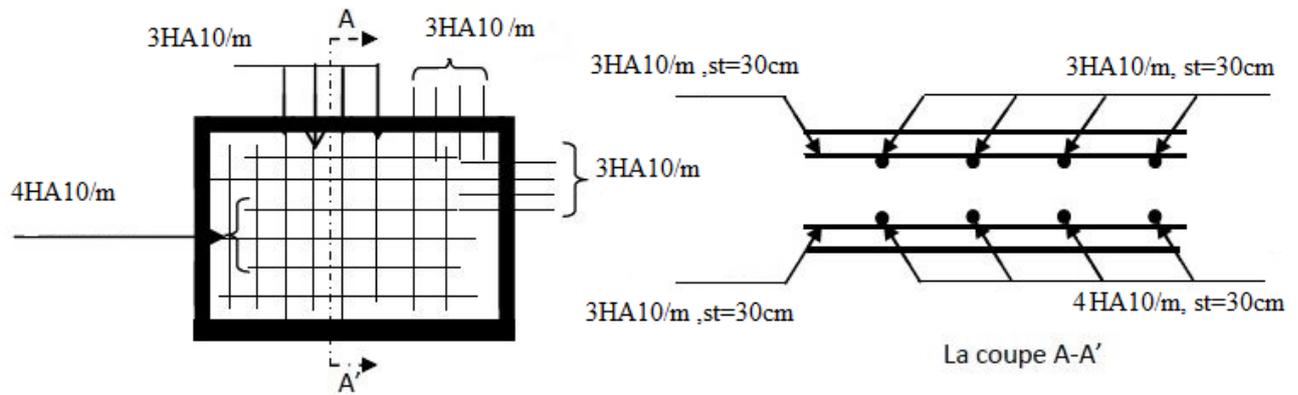


FIGURE III.3 : schéma ferrailage dalle à 4 appuis

III.3.2. Dalle sur trois appuis :

Le calcul des dalles (figure II.3) se fait comme poutre continue , avec la methode de caquot minorée .

❖ **Calcul des sollicitations :**

On a: $G=5.03 \text{ Kn/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ K/m}^2$;

$$P_u=12.04\text{Kn/m}^2$$

Et $l_x=1.07\text{m}$, $l_y=4.2\text{m}$

$$\frac{L_y}{2} = 2.1 \Rightarrow 1.07 < 2.1$$

donc la dalle travaille dans les deux sens , et les moments isostatiques selon les deux sens l_x et l_y , Donc :

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

donc

$$\begin{cases} M_0^y = \frac{12.04 \times 1.07^3}{6} = 2.45 \text{ kn.m} \\ M_0^x = \frac{12.04 \times 1.07^2 \times 4.2}{2} - \frac{2 \times 12.04 \times 1.07^3}{3} = 19.11 \text{ kn.m} \end{cases}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_0^x = 16.24 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_0^y = 2.08 \text{ kn.m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = -0.3 M_0^x = -5.73 \text{ kn.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_0^y = 0.73 \text{ kn.m}$$

❖ **Ferraillage :**

$$\Phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{ cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + 3\right) = 20 - (1 + 3) = 10.3 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + 3\right) = 20 - (1 + 2 + 3) = 8.9 \text{ cm}$$

Tableau III.17 : calcul dalle pleine sur trois appuis.

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	x-x	16.24	0.094	0.124	0.104	4.46	1.12	6HA10=4.71
	y-y	2.08	0.012	0.015	0.109	0.54	0	4HA8=2.01
Appui	x-x	5.73	0.033	0.042	0.108	1.52	1.12	4HA8=2.01
	y-y	0.73	0.004	0.005	0.109	0.19	0	4HA8=2.01

a. Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on a $St_y = 15\text{cm}$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on a $St_x = 24\text{cm}$.

b. Vérification des armatures secondaires:

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 2.51\text{cm}^2 \geq 1.25\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

c. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau^{lim} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{12.04 \times 1.07}{2} \times \frac{4.20^4}{1.07^4 + 4.2^4} = 6.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{6.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_u = 0.0579 \text{ MPa} \leq \tau^{\text{lim}} = 1.17 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V^{\max} \times \gamma_s}{f_e}$$

D'où : $4.71 \text{ cm}^2 \geq 0.18 \text{ cm}^2$ vérifiée.

III.3.2.1. Vérifications l'E.L.S :

a. Etat limite de compression de béton :

Tableau III.18 : Vérification des états limites de compression du béton.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bc} ^{adm} (MPA)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	11.51	0.051	43503	1.353	15	Vérifiée
	Selon y	1.48	0.04	23375	0.025	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	4.06	0.061	20869	1.19	15	Vérifiée
	Selon y	0.52	0.044	2275379	0.022	15	Vérifiée

b. Etat limite d'ouverture des fissures

- **Vérification de contrainte des aciers**

$$\text{F.N} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm}; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201,6 \text{ MPa.}$$

Avec η=1,6 (HA) et f_{tj}=0,6+0,06f_{cj}.

Tableau III.19 : Vérification des états limites d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _{st} (MPA)	σ _{st} ^{adm} (MPA)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	11.51	23.35	201,633	Vérifiée
	Selon y	11.48	0.65	201,633	Vérifiée
En appuis	Selon x	4.06	14.23	201,633	Vérifiée
	Selon y	0.52	0.49	201,633	Vérifiée

- c. Vérification de la flèche :** selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.61} \geq \max\left(\frac{1.38}{20 \times 2.29}, 0.037\right) \\ \frac{3.14}{100 \times 10.4} \leq \frac{2}{400} \end{cases}$$

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

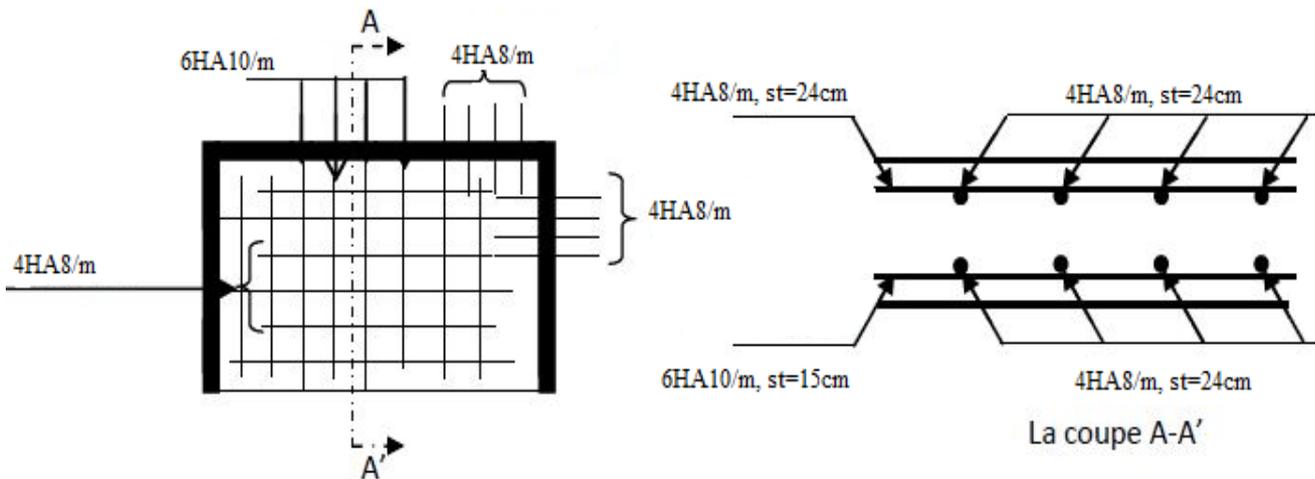


FIGURE III.4 : ferrailage dalle sur 3 appuis

III.3.3. Dalle sur trois appuis :

❖ **Calcul des sollicitations :**

On a: $G=5.03 \text{ Kn/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ K/m}^2$;

$$P_u=1.35 \times 5.03 + 1.5 \times 3.5 = 12.04 \text{ Kn/m}^2$$

Et $l_x=1.61 \text{ m}$, $l_y=1.66 \text{ m}$

Donc

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

On trouve $M_o^y = 4.38 \text{ kn. m}$

$M_o^x = 2.29 \text{ kn.m}$

En travée :

$M_{tx} = 0.85 M_o^x = 1.95 \text{ kn.m}$

$M_{ty} = 0.85 M_o^y = 3.72 \text{ kn.m}$

En appuis :

$$M_{ax} = -0.3 M_0^x = -0.68 \text{ kn.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_0^y = -1.31 \text{ kn.m}$$

❖ Ferrailage :

$$\Phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{ cm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + 3\right) = 20 - (1 + 3) = 10.3 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + 3\right) = 20 - (1 + 2 + 3) = 8.9 \text{ cm}$$

Tableau III.20 : calcul dalle pleine sur trois appuis.

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	x-x	1.77	0.010	0.013	0.109	0.46	1.13	4HA10=3.14
	y-y	3.72	0.021	0.027	0.108	0.98	1.12	4HA10=3.14
Appui	x-x	0.06	0.003	0.004	0.109	0.16	1.13	4HA8=2.01
	y-y	1.31	0.0076	0.009	0.109	0.344	1.12	4HA8=2.01

a. Espacement des armatures :

Sens x-x : $St_y \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; on a $St_y = 24 \text{ cm}$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; on a $St_x = 24 \text{ cm}$.

b. Vérification des armatures secondaires:

$$A_y^t \geq \frac{A_x^t}{4} \Rightarrow 3.14 \text{ cm}^2 \geq 0.78 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

c. Vérification de l'effort tranchant:

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau^{\text{lim}} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{12.04 \times 1.61}{2} \times \frac{1.66^4}{1.61^4 + 1.66^4} = 5.11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = \frac{5.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_u = 0.046 \text{MPa} \leq \tau^{\text{lim}} = 1.17 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification des armatures longitudinale vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$A_l \geq \frac{V^{\max} \times \gamma_s}{f_e}$$

D'où : $3.14 \text{ cm}^2 \geq 0.14 \text{ cm}^2$ vérifiée.

III.3.3.1. Vérifications l'E.L.S :

A. Etat limite de compression de béton :

Tableau III.21 : Vérification des états limites de compression du béton.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bc} ^{adm} (MPA)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	1.24	0.051	43503	0.14	15	Vérifiée
	Selon y	2.63	0.04	233750	0.046	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	0.44	0.061	20869	0.13	15	Vérifiée
	Selon y	0.93	4.47	102760	0.040	15	Vérifiée

B. Etat limite d'ouverture des fissures

• Vérification de contrainte des aciers

$$\text{F.N} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm}; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201,6 \text{MPa}.$$

Avec η=1,6 (HA) et f_{ij}=0,6+0,06f_{cj}.

Tableau III.22 : Vérification des états limites d'ouverture des fissures

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPA)	σ _{st} ^{adm} (MPA)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	1.24	2.557	201,633	Vérifiée
	Selon y	2.63	1.171	201,633	Vérifiée
En appuis	Selon x	0.44	1.559	201,633	Vérifiée
	Selon y	0.93	0.887	201,633	Vérifiée

c. **Vérification de la flèche :** selon le BAEL, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{iser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.61} \geq \max\left(\frac{1.38}{20 \times 2.29}, 0.037\right) \\ \frac{3.14}{100 \times 10.4} \leq \frac{2}{400} \end{cases}$$

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.Étude de l'acrotère de la terrasse inaccessible :

III.4.1Évaluation des charges et surcharges :

- Poids propre : $G_{inacce} = \delta \times V_{inacce} = 25 \times 0.0685 \times 1 = 1,712 \text{ KN/ml.}$
- Poids d'enduit extérieur (ciment : e=1.5cm) : $G_{cext} = 20 \times 0.015 \times 0.65 \times 1 = 0.195 \text{ KN.}$
- Poids d'enduit intérieur (ciment : e=2cm) : $G_{cint} = 20 \times 0.02 \times 0.65 \times 1 = 0.26 \text{ KN.}$

Charge totale : $W_p = G_{inacce} + G_{cext} + G_{cint} = \mathbf{2.167 \text{ KN}}$

- Charge d'exploitation : **Q=1KN.**
- Force sismique

La force sismique horizontale (F_p) est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \dots\dots\dots \mathbf{RPA99 \text{ (Article 6.2.3).}}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15)

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3 = 1.47 \text{ KN}$$

Le centre de pression de la section est $G(X_c; Y_c)$

$$X_c = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 8.48 \text{ cm}$$

$$Y_c = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 34.65 \text{ cm}$$



Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{aligned}
 N_G &= 2,167 \text{ KN} & M_G &= 0 \text{ KNm} \\
 N_Q &= 1 \text{ KN} & M_Q &= Q \times h = 1 \times 0,40 = 0,40 \text{ KNm} \\
 N_{Fp} &= 0 \text{ KN} & M_{Fp} &= F_p \times Y_C = 1,47 \times 0,3465 = 0,51 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

L'acrotère travail en flexion composée.

A. Combinaisons d'actions :

Tableau III.23: combinaison d'actions pour l'acrotère

	RPA 99	E L U	E L S
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2,167	2,925	2,167
M (KNm)	1,16	0,68	0,57

B. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0,23m \\ \frac{h}{6} \end{array} \right. \quad e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Le centre de pression se trouve} \\ \text{à l'extrémité du noyau central} \\ \text{donc la section est partiellement} \\ \text{comprimée, le Ferrailage se fait} \\ \text{par assimilation à la flexion simple.} \end{array} \right.$$

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

- e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.
- e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm} ; h/250) = 1,6\text{cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \dots\dots\dots \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

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

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

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

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

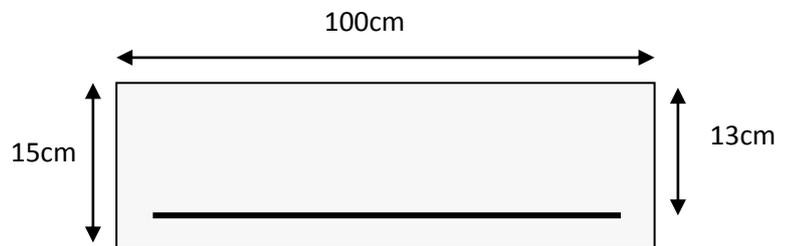
l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 0,8 \text{ KN}$

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 0.8 \text{ KN}$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc :
$$e_2 = 0.676 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,256 \text{ m}$$



A . Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_U = 2,925 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e = 2,925 \times 0.256 = 0,748 \text{ KNm}$$

Selon le BAEL 91:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.28445 \text{ KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.00536$$

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

D'où :
$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.00672$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1296 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.166 \text{ cm}^2$$

Comme les combinaisons d'action du BAEL et du RPA son proche on adopte un ferrailage :

Soit : 4T8=A_s=2.01cm²/ml

Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$.

Ce qui fait : $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} 0,502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2) Calcul des espacements :

Les armatures principales : $S_r \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$ soit $S_r = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{65}{3}$ soit $S_t = 20 \text{ cm}$

3) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

On a $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Vérifié.

Vérifications à L'ELS:

Etat limite de compression de béton :

Position de l'axe neutre $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201.66 \text{ Mpa}$

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

Avec : $n = 15$; On a $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} \text{ m}^2$, $b = 1 \text{ m}$ et $c = 0.30 \text{ m}$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times \left[(A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2 \right]$$

Calcul de y_c telle que : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ (*)

Avec :

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c-d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c-d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2.88} + \frac{0.15}{2} = 0.30m$$

Tableau III.24 : vérification des contraintes à l'ELS

P(m ²)	Q (m ³)	C (m)	Y _c (m)	Y _{ser} =Y+c (m)	I (Cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
-0.2743	-0,00549	0,30	-0.28	0,0019	3100,8	0,405	15	Vérif	0,108	201,6	Vérif

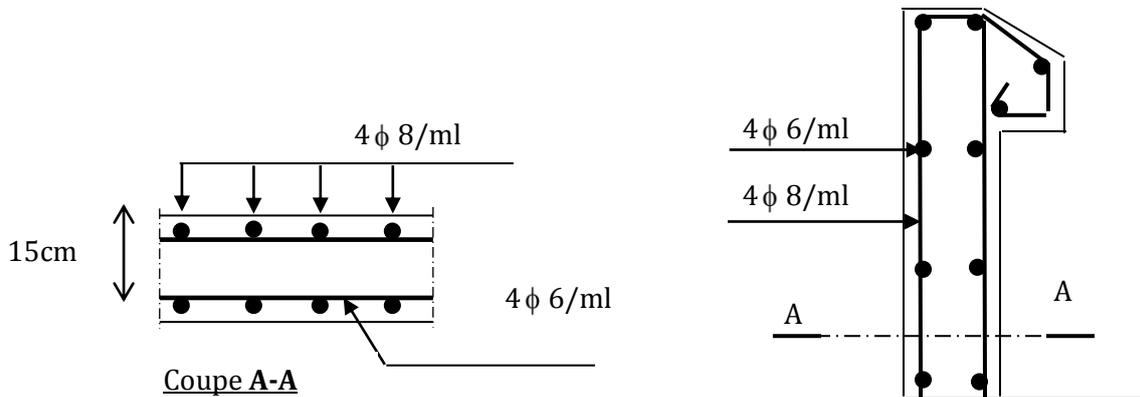


Figure III.5 : schéma ferrailage de l'acrotère

III.5 Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II.

III.5.1. Etude de l'escalier à 3 volées :

On étudie un seul type d'escalier c'est celui de l'entresol qui présente le cas le plus défavorable

G_v : poids propre de la volée.

G_p : poids propre de palier.

On a : $G_v=10.27 \text{ KN/m}^2$; $G_p=5.27 \text{ KN/m}^2$; $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$; $e=15\text{cm}$.

- **Combinaison des charges :**

ELU : $q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 17.61 \text{ KN/m}$

$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 10.86 \text{ KN/m}$

ELS : $q_v = G_v + Q = 12.77 \text{ KN/m}$

$q_p = G_p + Q = 7.77 \text{ KN/m}$

A. Etude des volées 1 et 3 :

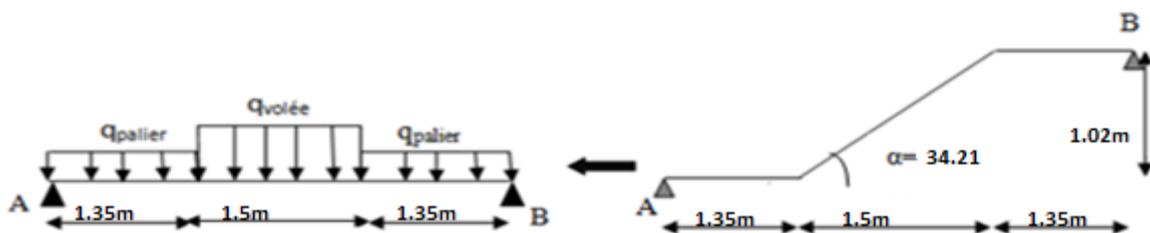


FIGURE III.6 : schema statique de la volée 1 et 3

Réaction d'appuis : le calcul se fera par la méthode RDM.

ELU :

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = [2 \times 1,35 \times 10,86] + [1,5 \times 17,61] = 55,73 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \left[\left(10,86 \times \frac{1,35^2}{2} \right) + 17,61 \times 1,5 \left(\frac{1,5}{2} + 1,35 \right) + 10,86 \times 1,35 \left(\frac{1,35}{2} + 1,5 + 1,35 \right) \right] / 4,2$$

$$\Rightarrow R_B^u = 27,87 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A^u = 27,87 \text{ KN}$$

ELS : de la même méthode que à l'ELU on trouve :

$$\Rightarrow R_B^s = 20,06 \text{ KN.}$$

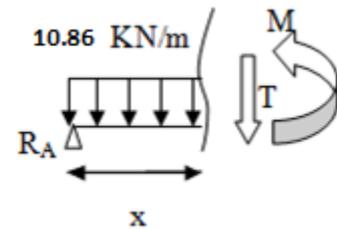
$$\Rightarrow R_A^s = 20,06 \text{ KN.}$$

- **Effort tranchant et moment fléchissant:**

Calcul par la méthode des sections :

- ✓ **Tronçon 1 :**

$$0 \leq x \leq 1,35 \text{ m}$$



$$T(x) = R_A - 10,86 x = 27,86 - 10,86 x$$

$$T(0) = 27,86 \text{ KN}$$

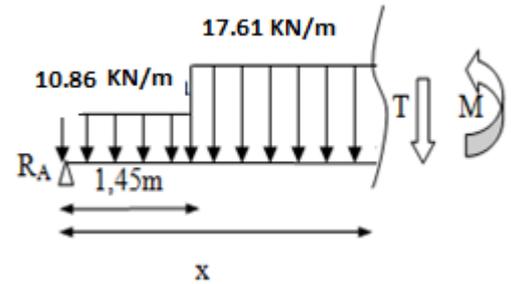
$$T(1,35) = 13,2 \text{ KN}$$

$$M(x) = 27,86 x - 10,86 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \begin{cases} T(\max) = 27,86 \text{ KN} \\ M(\max) = 27,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ **Tronçon 2 :**

$$1,35 \leq x \leq 2,85 \text{ m}$$



$$T(x) = 27,86 - 10,86 \times 1,35 - 17,61(x - 1,35)$$

$$T(1,35) = 13,2 \text{ KN}$$

$$T(2,85) = -13,2 \text{ KN}$$

$$M(x) = 27,86x - 14,66 \left(x - \frac{1,35}{2}\right) - 17,61 \left(\frac{x-1,35}{2}\right)^2$$

$$M(1,35) = 27,72 \text{ KN.m} \begin{cases} T(max) = 13,2 \text{ KN} \\ M(max) = 27,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow T(x) = 0$$

On trouve : $M^{max} = 32,68 \text{ KN.m}$; $V^{max} = R_A = 27,87 \text{ KN}$.

- **Calcul des moments réels**

$$M_t^{max} = 0,85 \times 32,68 = 27,77 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{max} = -0,5 \times 32,68 = -16,34 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 17) \text{ cm}^2$. les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN; $e = 15 \text{ cm}$; $C = 2 \text{ cm}$. $d = 13 \text{ cm}$.

Tableau III.25 : calcul de la volée 1 et 3

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
Travée	27,77	0,115	0,153	0,122	6,54	1,56	6HA12=6,79	15
En appui	16,34	0,068	0,088	0,125	3,75	1,56	5HA10=3,93	20

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferraillage est satisfait.

➤ **Vérifications**

Calcul à ELU

- **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{max} = 27,87 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{27,87 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,214 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armateurs transversales

➤ **Calcul des armatures de répartition:** on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 4HA8/ml = 2,01 cm²/ml.

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 3HA8/ml = 1,51 cm²/ml.

➤ **Vérification des espacements:** on a FPN donc :

Sens principale :

En travée : $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

En appuis : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

❖ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$q_v^s = G + Q = 10,27 + 2,5 = 12,77 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p^s = G + Q = 5,27 + 2,5 = 7,77 \text{ KN/ml.}$$

En appliquant la méthode des section de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max}(2,35) = 23,60 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$A_s = 6,79\text{cm}^2 ; M_{t\text{ ser}}^{\text{max}} = 0,85 \times 23,60 = 20,06 \text{ KN.m} ; Y = 3,05\text{cm} ; I = 5608,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20,06 \times 3,05}{5608,7} \times 10^3 = 10,90\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- En appui

$$A_s = 3,93\text{cm}^2 ; M_{a\text{ ser}}^{\text{max}} = -0,5 \times 23,60 = -11,8 \text{ KN.m} ; Y = 2,51\text{cm} ; I = 3844,8\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11,8 \times 2,51}{3844,8} \times 10^3 = 7,70\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{420} = 0,035 < 0,042 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{6,79}{100 \times 13} = 0,004 < 0,0052 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

La première condition n'est pas satisfaite, donc on doit vérifier la flèche.

Après le calcul, on trouve : $f = 1,77\text{mm} < f^{\text{adm}} = 8,4 \text{ mm}$

❖ Schéma de ferrailage

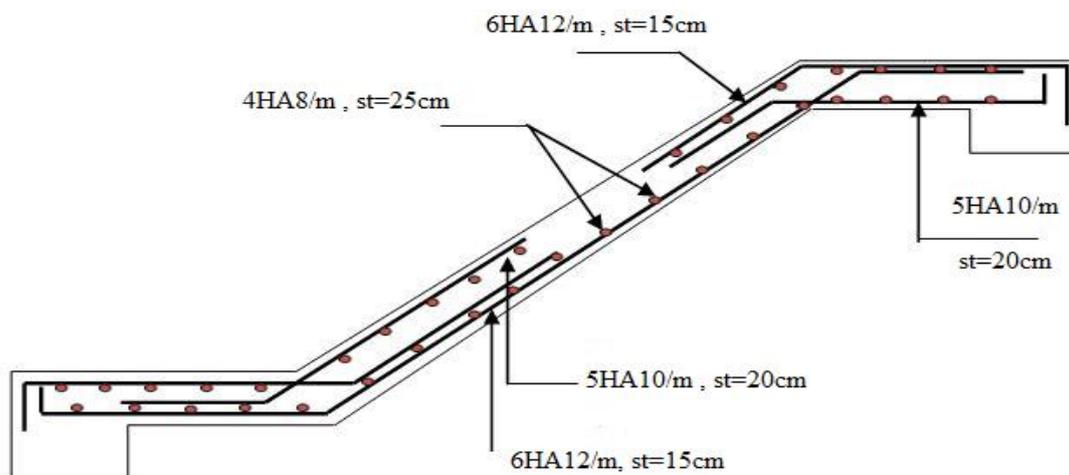


Figure III.7 : schéma de ferrailage des deux volées de l'escalier type 2

B. Etude des volées 2 :

Nous avons la volée 2 son étude sera comme une console.

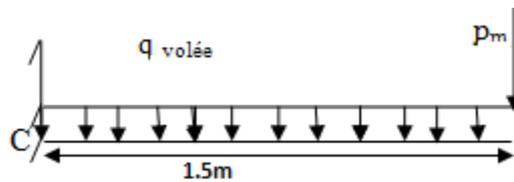


FIGURE III.8 : schéma statique de la volée 2

a) Les charges

Volée 2 : $G_v = 10,27 \text{ KN/m}^2$

$Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$

P_m : Poids du garde corps en acier: $\gamma = 1 \text{ KN/m}^2$

$P_m = (\gamma \times b \times h_{\text{garde corps}})$

$P_m = (1 \times 1 \times 1,3) = 1,3 \text{ KN}$

b) Combinaison de charges

$q_u = 1,35 \times G_v + 1,5 \times Q_v = 1,35 \times 10,27 + 1,5 \times 2,5 = 17,61 \text{ KN/ml}$

$q_s = G_v + Q_v = 10,27 + 2,5 = 12,77 \text{ KN/ml}$

$P_m^u = 1,35 \times 1,3 = 1,75 \text{ KN}$

$P_m^s = 1,3 = 1,3 \text{ KN}$

Par la méthode de RDM on trouver :

- **Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :**

$$M_u = - \left[\frac{17,61 \times 1,5^2}{2} + 1,75 \times 1,5 \right] = -22,43 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - \left[\frac{12,77 \times 1,5^2}{2} + 1,3 \times 1,5 \right] = -16,31 \text{ KN.m}$$

- **Calcul l'effort tranchant :**

$$V_u = R_C^U = 17,61 \times 1,5 + 1,75 = 28,16 \text{ KN}$$

$$V_s = R_C^S = 12,77 \times 1,5 + 1,3 = 20,45 \text{ KN}$$

- **Ferraillage**

- **Ferraillage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.26 : Calcul ferraillage de la volée 3

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	-22,43	0,093	0,122	0,123	5,24	1,56	5HA12=5,65	20

- **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_t \text{ adopté}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 25 \text{ cm.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28,16 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,216 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{bu}} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement, donc on aura pas besoin des armatures transversales.

- **Espacement des armatures**

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

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

- **Calcul à l'ELS**

- **Vérification des contraintes dans le béton**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$A_s = 5,65 \text{ cm}^2$; $M_{ser} = 16,31 \text{ KN.m}$; $y = 2,77 \text{ cm}$; $I = 4648,6 \text{ cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = \frac{16,31 \times 2,77}{4648,6} \times 10^3 = 9,71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,15}{1,5} = 0,1 > 0,05 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 < 0,005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

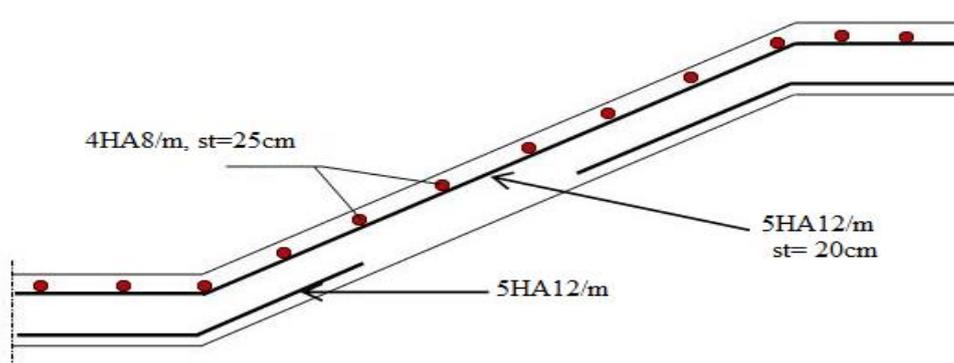


Figure III.9 : schéma ferrailage de la volée 3 de l'escalier type 2

III.5.2 Etude de l'escalier droit :

On étudie ce type d'escalier comme étant une poutre continue , après calcul pour une volée de 20 cm on a :

$G=12.29 \text{ Kn/m}^2$ et $Q=2.5 \text{ Kn/m}^2$



On utilisant la méthode de caquot minorée :

Tableau III.27 : sollicitations a L'ELU de l'escalier droit

travée	L(m)	M _g (Kn/m)	M _d (Kn/m)	M _t (Kn/m)	V _g (Kn)	V _d (Kn)
AB	3.75	-8.605	-19.869	26.513	32.843	-43.44
BC	3.5	-19.869	-29.801	6.512	32.761	-38.436
CD	4.75	-29.801	-8.605	43.438	54.586	-42.038

- **Ferrailage :**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (b×h) = (100×18)cm². les résultats sont résumés dans le tableau suivant :soit FPN; e = 20cm ; C=2cm. d=18cm.

Tableau III. 28: calcul du ferrailage escalier droit

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	43.438	0,094	0.123	0.171	7.29	2.17	5HA14=7.70	20
En appui	29.801	0,064	0,082	0,174	4.92	2.17	5HA12=5.65	20

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait

➤ **Vérifications :**

Calcul à ELU :

- **Vérification de l'effort tranchant:** $V^{max} = 54,586KN$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{54,586 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,303MPa \leq \tau^{adm} = \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armateurs transversales

➤ **Calcul des armatures de répartition:** on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 4HA8/ml = 2,01 cm²/ml.

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 3HA8/ml = 1,51 cm²/ml.

➤ **Vérification des espacements:** on a FPN donc :

Sens principale :

En travée : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

En appuis : $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$q_v^s = G + Q = 12,29 + 2,5 = 12,77KN/ml.$$

En appliquant la méthode des section de la même manière qu'à l'ÉLU, on aura :

$$M_0^{max}(2,683) = 31,648KN.m$$

- **En travée**

$$A_s = 7,70cm^2 ; M_{t_{ser}}^{max} = 0,85 \times 31,648 = 26,90 KN.m ; Y = 5,39cm ; I = 23585,06 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{26,90 \times 5,39}{23585,06} \times 10^3 = 6,14MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **En appui**

$$A_s = 5,65cm^2 ; M_{a_{ser}}^{max} = -0,5 \times 31,648 = -15,824 KN.m ; Y = 4,67cm ; I = 18453,46cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15,824 \times 4,67}{18453,46} \times 10^3 = 4,004MPa \leq \overline{\sigma_b} = 15MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x'}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{20}{475} = 0,042 > 0,037 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7,70}{100 \times 18} = 0,004 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont satisfaites , donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

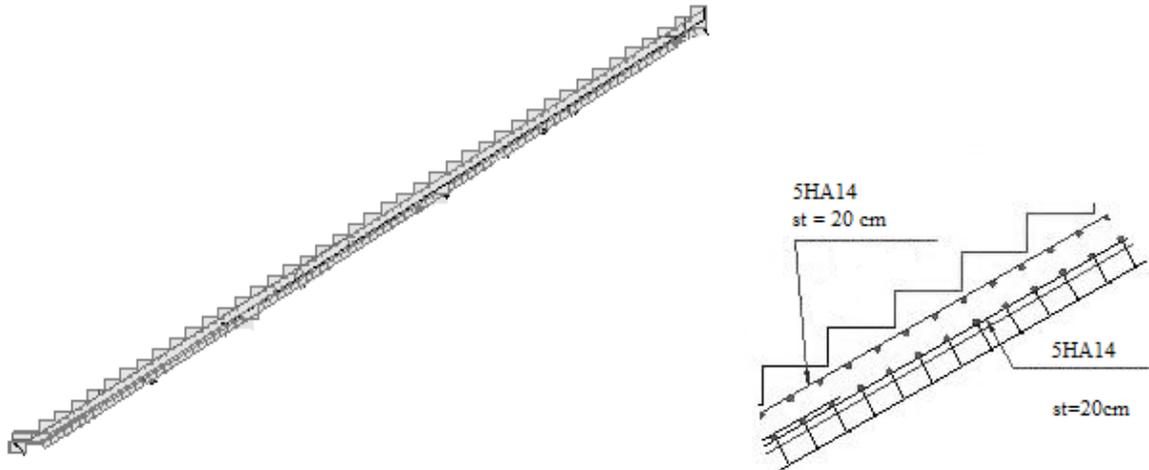


Figure III.10 : schéma de ferrailage de l'escalier droit.

III.6 Etude des poutres de chainages : Etude chainage d'un type (30*30) :

III.6.1 Définition :

D'après l'article (9.3.6) et (9.3.7), les poutres de chainages sont des poutres en béton armé soit horizontale ou verticale, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux.

III.6.2 Dimensionnement :

$$L_{\max} = 330 - 30 = 300 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $h = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

III.6.3. Calcul des sollicitations :

La poutre de Chainage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et une partie du plancher dalle pleine .

$$L_{\text{plancher}} = \frac{(3,3 - 0,3)}{2} - 0,3 = 1,2 \text{ m}$$

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml}$.

➤ Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = 5.03 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{plancher}} = 1 \text{ KN/m}^2$.

Combinaison de Charge :

ELU : $q_u = 1,35 \times (5.03 \times 1,2 + 2,25) + 1,5 \times 1 \times 1,2 = 12,98 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (5.03 \times 1,2 + 2,25) + 1 \times 1,2 = 9.48 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul à ELU :**

$$M_u = q_u \frac{L_{max}^2}{12} = 11,78 \text{ KN.m} ; M_t^u = 0,85 \times M_u = \mathbf{10,013 \text{ KN.m}}$$

$$M_a^u = -0,5 \times M_u = \mathbf{-5,89 \text{ KN.m}} ; V_u = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \mathbf{19,43 \text{ KN}}$$

➤ **Calcul à ELS :**

$$M_s = q_s \frac{L_{max}^2}{12} = 8,60 \text{ KN.m} ; M_t^s = 0,85 \times M_s = \mathbf{7,31 \text{ KN.m}}$$

$$M_a^s = -0,5 \times M_s = \mathbf{-3,65 \text{ KN.m}}$$

• **Ferraillage :**

Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant : on a FPN on adopte $d=28\text{cm}$.

Tableau III. 28 : calcul de la poutre de chaînage

Position	M_u KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)
En travée	10,013	0,030	0,038	0,275	2,91	1,01	5HA12=5,65
En appuis	7,31	0,017	0,022	0,277	1,70	1,01	3HA12=3,39

➤ **Vérifications à ELU :**

✓ **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{19,43 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,231 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2,2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 8,57mm.$$

Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$.

• **L'espacement (CBA art A.5.1.2.2)**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 25,2cm.$$

D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 cm)$.

on prend $S_t = 15cm$.

➤ **Vérification à l'ELS**

Tableau III.29 : vérification à l'els pour poutre chaînage.

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	7,31	17,85	105429	1,23	15
En appuis	3,65	19,7	124825	0,57	15

➤ **Vérification de la flèche**

- $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{30}{300} = 0,1 > 0,085 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.65}{30 \times 28} = 0,008 < 0,010 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
- $L = 3m < 8m$ la condition est vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

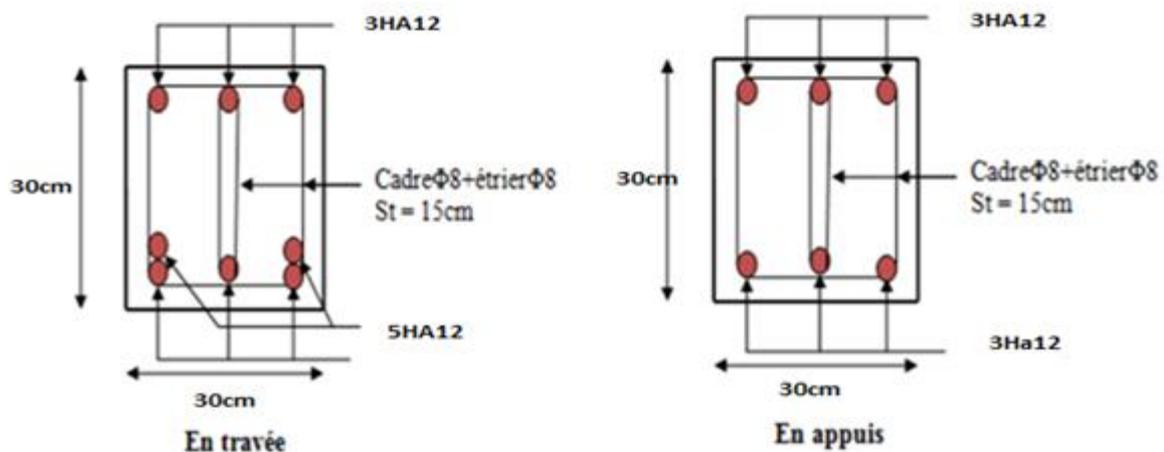


FIGURE III.11 : schéma de ferrailage poutre de chaînage.

III.7. Etude de la poutre brisée (40×35).

L'étude de la poutre brisée se sera calculée en flexion et en torsion.

• **Calcul à la flexion simple**

1. Calcul des charges

La poutre est soumise à son :

-Poids propre :

Partie horizontal : $P_h = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2.62 \text{ KN / ml}$.

Partie incliné : $P_{inc} = \frac{2,62}{\cos 38.65} = 3.35 \text{ KN / m}$

-Poids du mur : $P_m = G_{mur} \times (H_{étage} / 2 - h_{ps}) = 2.8 \times 1,18 = 3.304 \text{ KN / ml}$

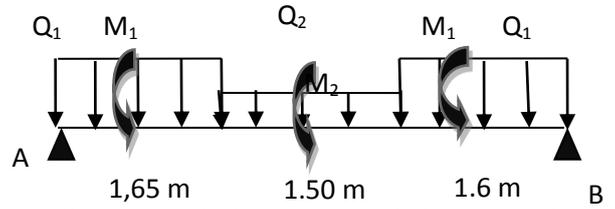


Figure III.12 Schéma statique de la poutre brisée.

ELU :

$Q_1 = 1,35(P_h + P_m) + R_A^U ; Q_2 = 1,35(P_{inc} + P_m) + R_C^U$.

ELS :

$Q_1 = (P_h + P_m) + R_A^S ; Q_2 = (P_{inc} + P_m) + R_C^S$.

Avec : $\begin{cases} R_A^U = 30.832 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appuide la 1ère volée à l'ELU.} \\ R_C^U = 24.959 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appuide du consol à l'ELU.} \end{cases}$

$\begin{cases} R_A^S = 21,83 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appuide la 1ère volée à l'ELS.} \\ R_C^S = 19,27 \text{ KN/ml} : \text{la réaction d'appuide du consol à l'ELS.} \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} Q_1^U = 38.82 \text{ KN/m} & Q_1^S = 27.75 \text{ KN/m} \\ Q_2^U = 31.613 \text{ KN/m} & Q_2^S = 25.92 \text{ KN/m} \end{cases}$

On utilise la méthode de RDM on trouve :

1. Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée :

ELU : $R_A^U = R_B^U = Q_1^U \times 1,50 + Q_2^U \times \frac{0,45}{2} = 60.34 \text{ KN}$

ELS : $R_A^S = R_B^S = Q_1^S \times 1,50 + Q_2^S \times \frac{0,45}{2} = 47.53 \text{ KN}$

D'après le 2^{ème} tronçon $1,5 \text{ m} \leq x \leq 1,95 \text{ m}$

$\frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1,652$

On trouve : $M_0^U = 90.15 \text{ KN.m} \quad M_0^S = 65.38 \text{ KN.m}$

. Calcul des sollicitations**ELU :**

$$\text{En travée : } M_t^U = 0,85 \times M_0^U = 76.62 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^U = -0,5M_0^U = -45.07 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\text{En travée : } M_t^S = 0,85 \times M_0^S = 55.57 \text{ KN.m}$$

2. Le ferrailage**Tableau III.30** Ferrailage de la poutre brisée.

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)
Travée	76.62	0.193	0.269	0.294	1.19	8.69
Appui	55.57	0.090	0.118	0.314	1.19	3.83

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_f = \frac{60.34 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,32} = 0,53 \text{ MPa} < \overline{\tau}_U = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul à la torsion :**

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

 $\Omega \square = (b - e) \times (h - e)$; L'aire du contour tracé à mi - épaisseur des parois.

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_{tor}^a \times l}{2} \text{ (au niveau des appuis).}$$

Avec : M_t=18.52 KN.m

$$M_{tor}^{max} = \frac{18.52 \times 4.75}{2} = 43.98 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{43.98 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 7.03 \text{ MPa} > 3.33 \text{ MPa. condition n'est pas vérifiée.}$$

Remarque :

On redimensionne la section de la poutre brisée. Après les calculs nous avons obtenus une section nécessaire qui est : $(b \times h) = (35 \times 40) \text{cm}^2$

En recalcul : e et Ω .

$$e = \frac{35}{6} = 5,83 \text{cm} \rightarrow \Omega = (35 - 5,83) \times (40 - 5,83) = 996,74 \text{cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{43,98 \times 10^{-3}}{2 \times 996,74 \times 10^{-4} \times 5,83 \times 10^{-2}} = 3,10 \text{MPa}$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple après le redimensionnement est :

$$\tau_f = \frac{60,34 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,38} = 0,47 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{(3,10)^2 + (0,47)^2} = 3,13 \text{MPa}$$

➤ **Vérification de La contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = 3,13 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Le ferrailage**

1. Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec : } \mu : \text{ périmètre}$$

$$\mu = 2 \times [b + h] = 150 \text{cm}$$

$$A_l = \frac{43,98 \times 10^{-3} \times 1,5 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,099674} = 9,51 \text{cm}^2$$

2. Armatures transversales

On opte $St = 20 \text{cm}$ en travée et $St = 10 \text{cm}$ en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 1,26 \text{cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ A_{tor}^a = 0,63 \text{cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{cases}$$

- **Condition de non fragilité** : sachant que $b = 35 \text{cm}$, $d = 38 \text{cm}$.

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,60 \text{cm}^2 < A_t^{\text{cal}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Ferrailage final de la poutre brisée**

En travée :

$$A_t = A_t^f + A_t^T / 2 = 4,11 + 9,51 / 2 = 8,86 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 6\text{HA}14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérfications à l'ELS :**

En appuis :

$$A_u = A_u^f + A_u^T / 2 = 2,37 + 9,51 / 2 = 7,12 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 6\text{HA}14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

❖ **Section d'armature transversale à prendre**

$$A = 1,26 + 0,63 = 1,89 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On choisit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Tableau III.31 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	64.55	11.38	56806	12.94	15
En appuis	30.38	9.66	41700	7.039	15

➤ **Vérification de la flèche**

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{40}{418} = 0,1 > 0,098 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7,70}{35 \times 38} = 0,006 < 0,0083 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

3. L=4.75m < 8m la condition est vérifiée.

Les deux conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

➤ **Le schéma de ferrailage**

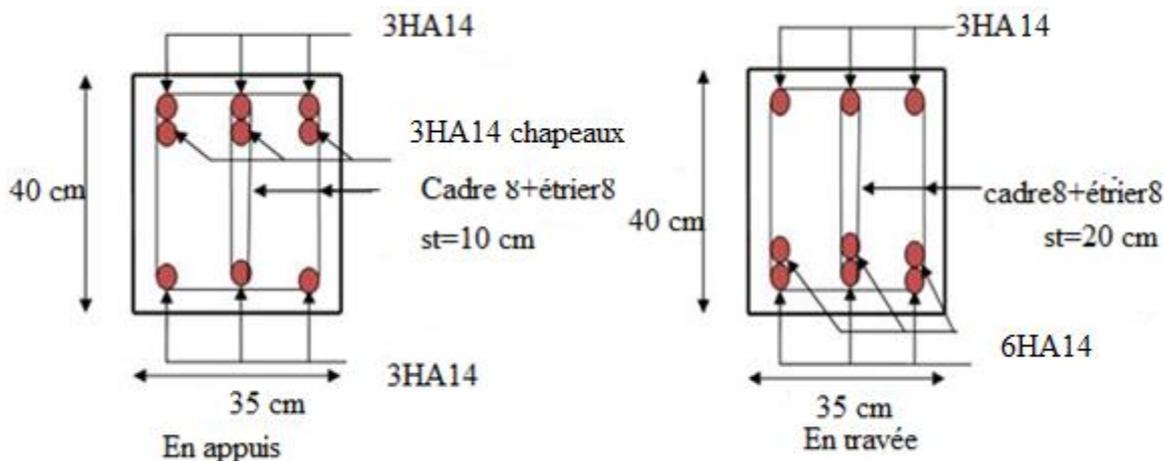
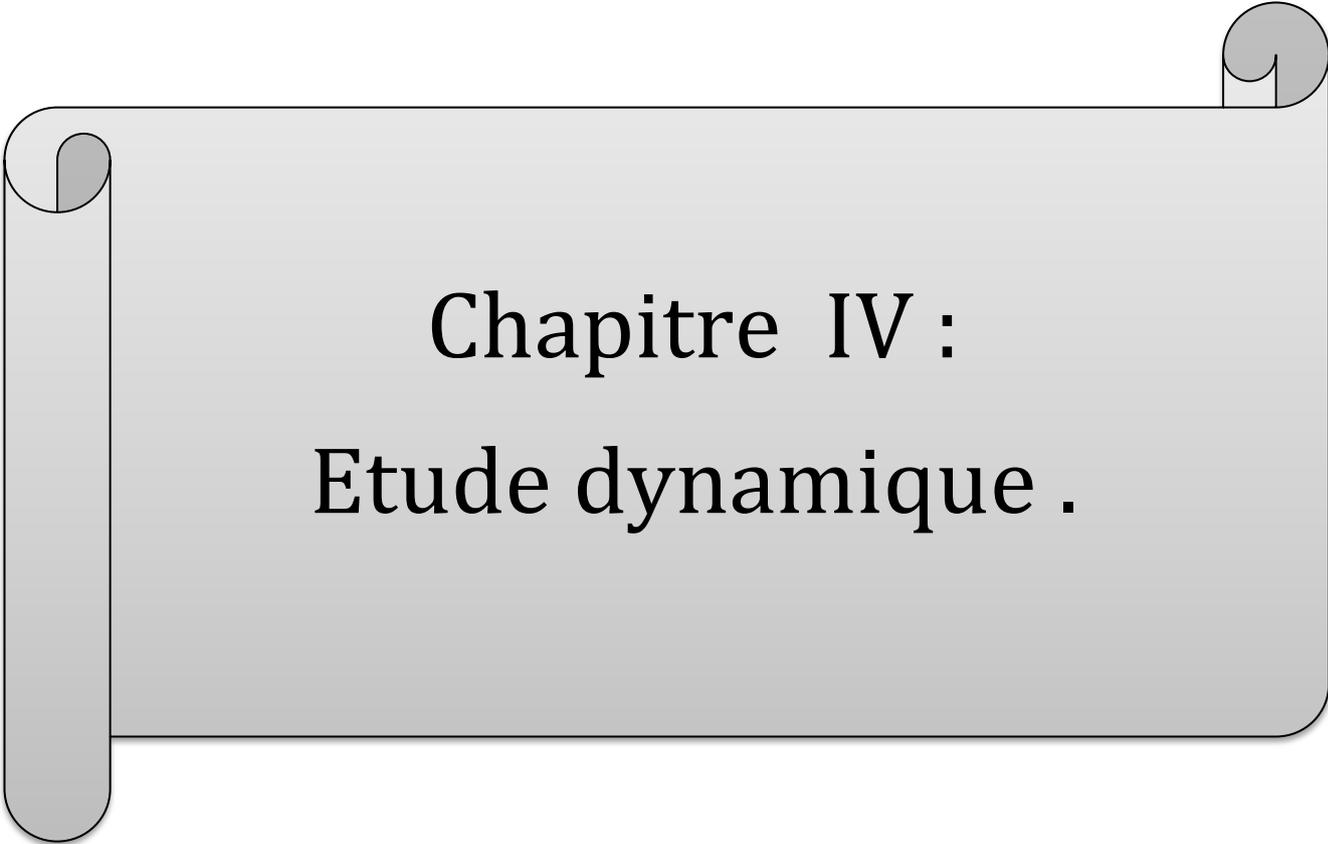


Figure III. 13 : Schéma de ferrailage de la Poutre brisée

III.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrillés.



Chapitre IV :
Etude dynamique .

IV.1 Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur. L'étude a été faite avec le ETABS 2016 qui est un logiciel de calcul et d'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

IV.2 Méthodes de calcul :

Les règles parasismiques algériennes (*RPA99/Version2003*) donnent deux méthodes de calcul :

1. Méthode statique équivalente.
2. Méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV.3. Méthode choisit :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée dans tous les cas, tous en justifiant auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées.

Notre structure n'est pas régulière en plan, Donc les conditions d'application de la méthode statique équivalente n'est pas satisfait ; c'est pourquoi on adopte la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.4. Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base) :

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D'apppris le tableau 4.1 de RPA99/Version 2003 et suivant notre structure on aura :

- Groupe d'usage : 2(moyen importance)
- zone sismique :IIa ⇒ A=0.15

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ Pourcentage d'amortissement critique donner par le Tableau}$$

4.2 de RPA99/Version2003 ⇒ $\xi = 10.00\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10.00}} = 0.76$ T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7(RPA99/version 2003)

On a site ferme (S2) donc $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure T :**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
 $h_N = 28.39m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 addenda 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0,05$.

$$T = 0.05 \times (28.39)^{\frac{3}{4}} = 0,615s.....(I)$$

$$\text{et } T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

$L_{x,y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x=22.45\text{m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$L_y= 15.22\text{m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

- Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0.09 \times 28.39}{\sqrt{22.45}} = 0,539\text{s} \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable : $T_x=0,539\text{s}$

- Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0.09 \times 28.39}{\sqrt{15.22}} = 0,65\text{s} \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable : $T_y=0,615\text{ s}$

$$T_2 = 0.4\text{s} \leq T_{sx} \leq 3\text{s} \quad \text{d'ou} \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.539}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc : } D_x = 1.557$$

$$T_2 = 0.4\text{s} \leq T_{sy} \leq 3\text{s} \quad \text{d'ou} \quad 2.5 \times n \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.4}{0.615}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{donc : } D_y = 1.4262$$

D'après RPA99/Version2003 art(4.2.4.4) la période fondamentale statique T doit être

majorée de 30% soit :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.539 = 0.7007\text{s} \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.615 = 0.799\text{s} \end{cases}$$

Commentaire : la période fondamentale statique est supérieure à la période empiriques ... vérifié

Q :facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 p_q \text{ Avec : } P_q \text{ est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ " est}$$

satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 de RPA99/Version 2003

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Valeurs de Pq Selon x-x		Valeurs de Pq Selon y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1) Condition minimale des files porteuses	oui	0	oui	0
2) Redondance en plan	oui	0	oui	0
3) Régularité en plan	Non	0.05	non	0.05
4) Régularité en élévation	oui	oui	oui	0
5) Contrôle de la qualité des matériaux	oui	oui	oui	0
6) Contrôle de la qualité de la construction	oui	oui	oui	0

Ce qui donne : $Q_x = 1,05$
 $Q_y = 1,05$

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement. il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/ Version 2003). (Dans ce projet on a un contreventement mixte $\Rightarrow R=5$)

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.3 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Tableau 4.5 du RPA99/ Version 2003}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel **Etabs 2016** on a trouvé : $W_{tot} = 24807.5486 \text{KN}$.

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure

$$\text{est : sens } X : V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 1216.69 \text{KN}$$

sens Y : $V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 1114.48 \text{ KN}$

IV.4 Méthode dynamique modale spectrale :

IV.4.1 Principe :

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrer pour chaque une des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/ Version 2003(4.3.3)}$$

Avec : η : Facteur de correction d'amortissement.

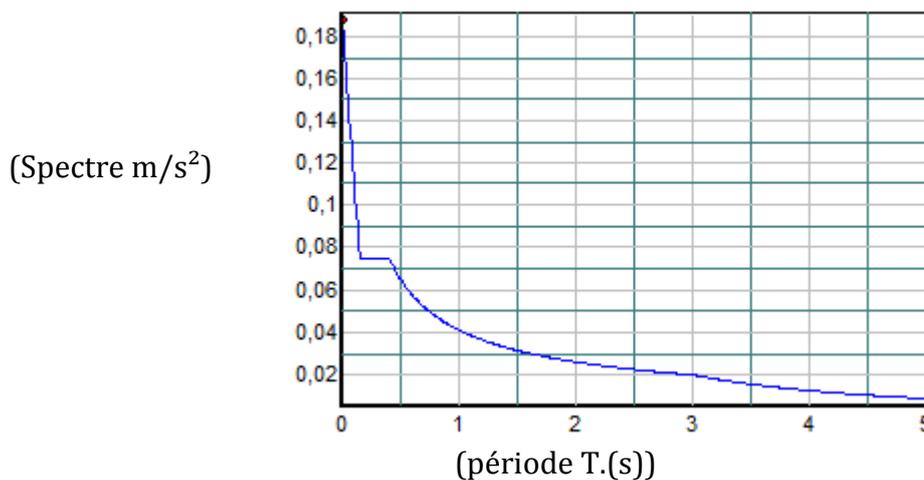


Figure IV.1 : Spectre de réponse pour les deux sens X et Y

IV.4. 2. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des dimensions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales ainsi que les

exigences de RPA99/2003, cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003, on a opté pour la disposition Suivante :

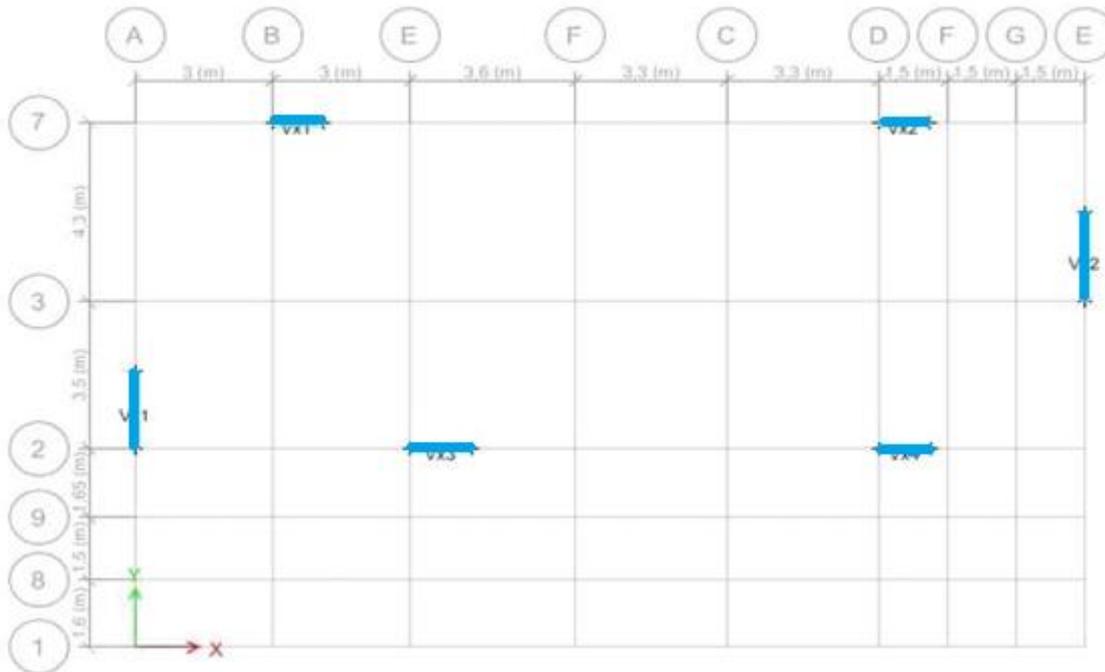


Figure IV.2 : Schéma de dispositions des voiles.

IV.4.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS 2016

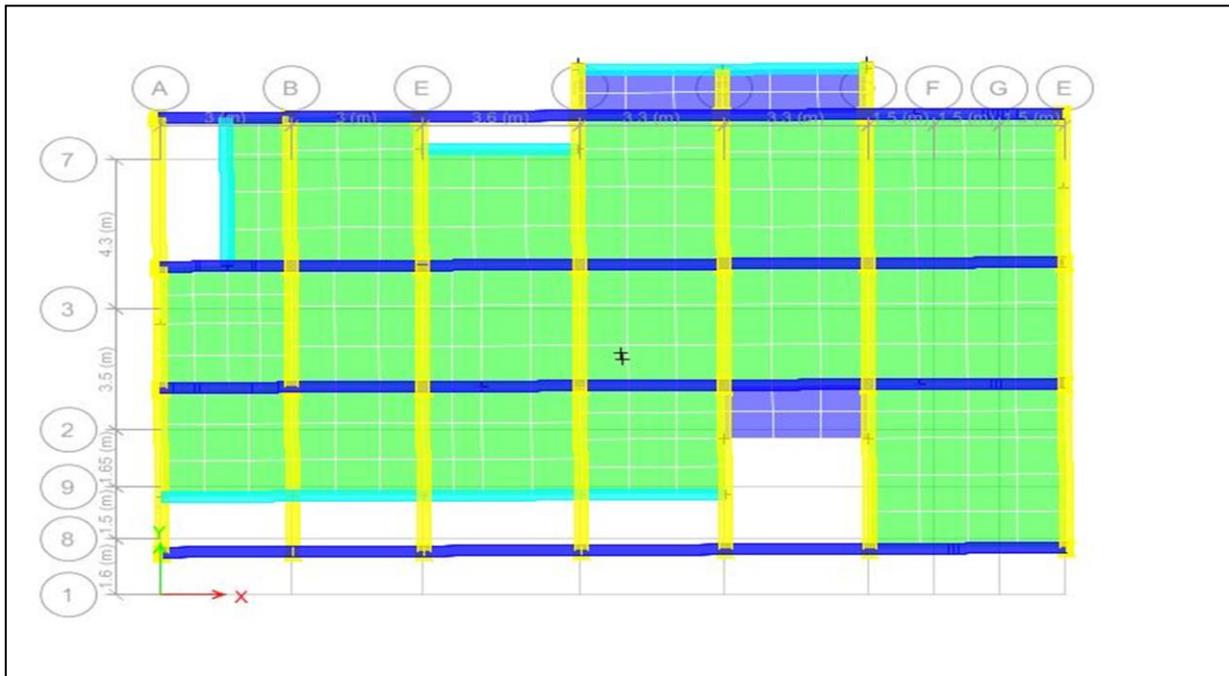


Figure IV.3 : 1^{ère} mode de déformation (translation suivant y-y)

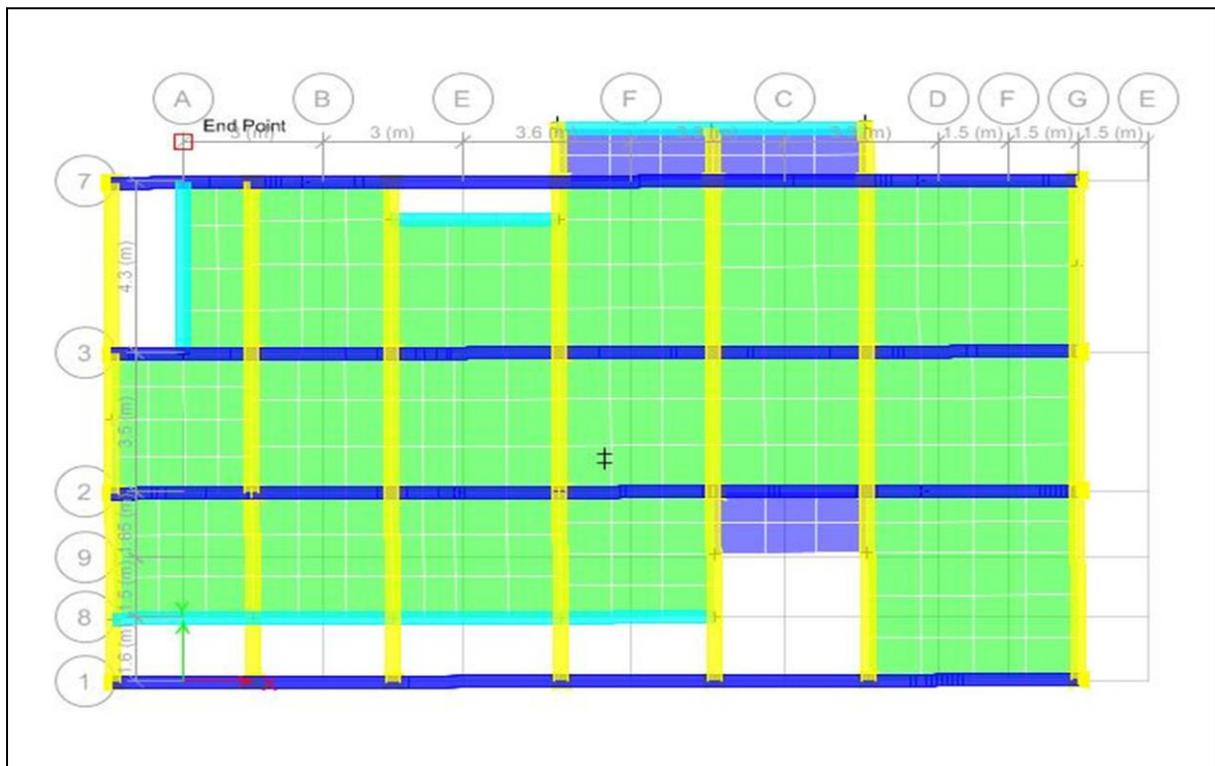


Figure IV.4 : 2^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x)

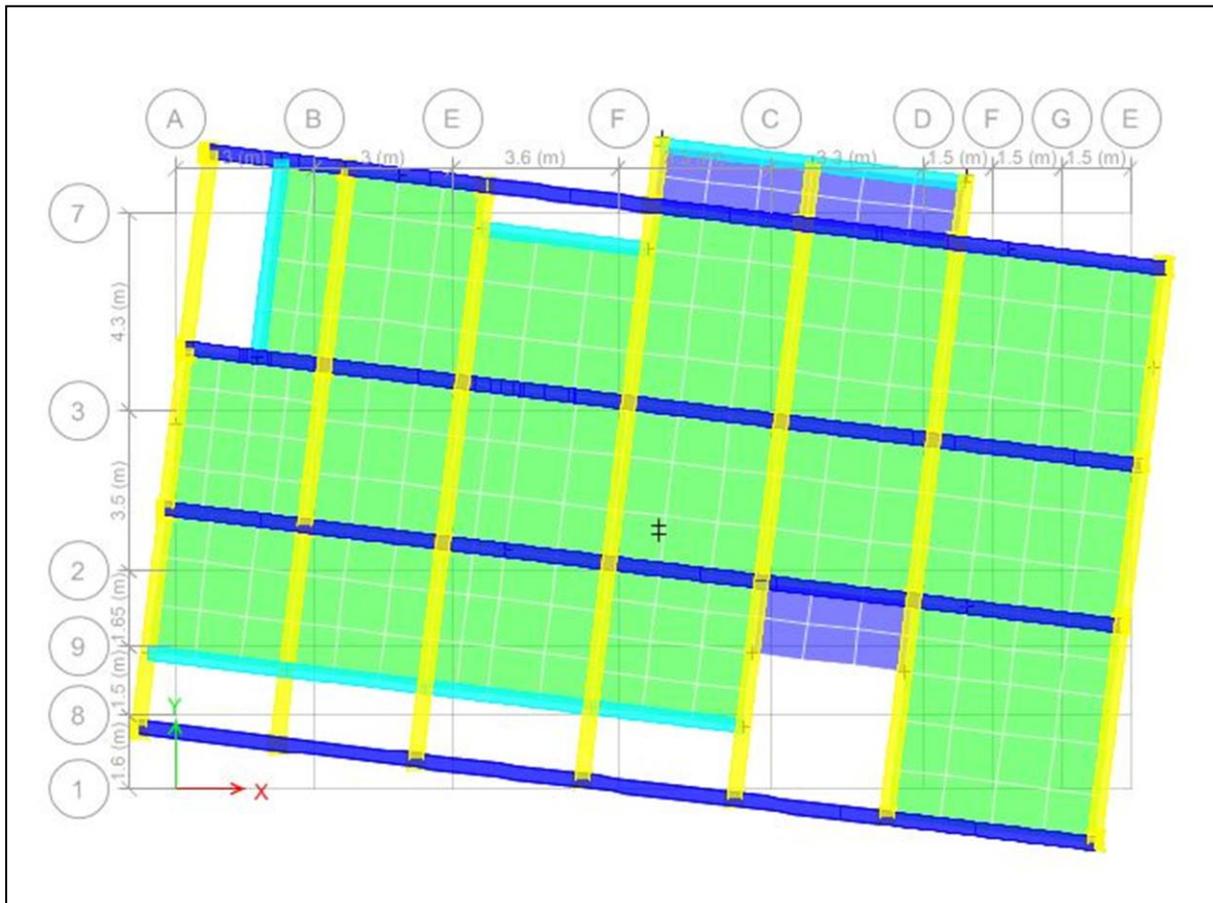


Figure IV.5 : 3^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

a) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Tableau IV.2 Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période [sec]	Somme cumulée		Individuel mode	
		UX [%]	UY [%]	UX [%]	UY [%]
1	0.700	0.799	5.53 E-07	0.7999	5.53 E -07
2	0.558	1.34 E -05	0.7585	0.7999	0.7585
3	0.47	0.0006	0.0009	0.8005	0.7595
4	0.232	0.1124	7.56 E -06	0.9128	0.7595
5	0.183	1.75 E -06	0.1326	0.9129	0.8921
6	0.153	0.0001	0.0009	0.9129	0.893
7	0.129	0.0392	0.0001	0.9521	0.8963

8	0.103	5.43 E-06	0.0517	0.9521	0.9447
---	-------	-----------	--------	--------	--------

✓ Ce modèle présente les pér $\begin{cases} T_x = 0,7s \\ T_y = 0,558s \end{cases}$

✓ Les 1^{er} et 2^{eme} modes sont des modes de translation selon y-y et x-x respectivement

On doit **Interprétation des résultats** :

✓ retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

IV.4.4 vérification des résultats selon R.P.A 99/ Version 2003

IV.4.4.1 Vérification de l'interaction voiles portiques :

Sous charges verticales :

Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

Etages	Portique (KN)	Voiles(KN)	Portique (%)	Voiles(%)
E -sol 2	23412.97	4582.019	83.63	16.37
E -sol 1	21182.98	3842.901	84.64	15.36
Rdc	18253.51	3467.208	84.04	15.96
Etage 1	15434.61	2978.936	83.82	16.18
Etage 2	12535.53	2568.998	82.99	17.01
Etage 3	9780.614	2061.356	82.59	17.41
Etage 4	6997.452	1581.295	81.57	18.43
Etage 5	4384.961	1067.968	80.41	19.59
Etage 6	2097.929	522.4611	80.06	19.94

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

IV.5.4.1.2 Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
E -sol 2	302.4166	540.8175	35.86	64.14	265.6214	511.6014	34.18/	65.82
E -sol 1	538.9385	222.7003	70.76	29.24	501.6814	201.5847	71.34	28.66
Rdc	500.7462	347.2289	59.05	40.95	678.7353	330.9362	67.22	32.78
Etage 1	500.4797	276.7023	64.40	35.60	682.7947	293.0972	69.97	30.03
Etage 2	426.5267	265.9485	61.59	38.41	566.0894	266.7123	67.97	32.03
Etage 3	387.0486	202.0332	65.70	34.30	513.39747	196.5524	72.31	27.69
Etage 4	269.492	197.6897	57.68	42.32	400.3398	159.5584	71.50	28.50
Etage 5	202.3137	126.5572	61.52	38.48	313.4967	104.1375	75.06	24.94
Etage 6	140.0883	64.094	68.61	31.39	182.0532	81.528	69.07	30.93

Interprétation des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

IV.5.4.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy} / V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	V_{dyn} (KN)	$0.8*V_{st}$ (KN)	Observation
X-X	1216.69	821.27	Vérifiée
Y-Y	1114.48	896.107	Vérifiée

Interprétation des résultats : La condition des efforts tranchants est vérifiée.

VI.5.4.3 Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i .

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage,

C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$; Avec : h_e la hauteur de l'étage.

Tableau IV.6 Vérification des déplacements

Niveau x	Sens x-x						Sens y-y				
	h_k (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
E -sol 2	391	0.0897	0.4485	0	0.45	0.115	0.0791	0.396	0	0.40	0.101
E -sol 1	306	0.208	1.04	0.448	0.59	0.193	0.1715	0.858	0.396	0.46	0.151
Rdc	306	0.333	1.665	1.04	0.63	0.204	0.2675	1.338	0.858	0.48	0.157
Etage 1	306	0.4535	2.2675	1.665	0.60	0.197	0.3604	1.802	1.338	0.46	0.152
Etage 2	306	0.5685	2.8425	2.267	0.58	0.188	0.4508	2.254	1.802	0.45	0.148
Etage 3	306	0.6726	3.363	2.842	0.52	0.170	0.5325	2.663	2.254	0.41	0.133
Etage 4	306	0.7623	3.8115	3.363	0.45	0.147	0.6038	3.019	2.663	0.36	0.117
Etage 5	306	0.8336	4.168	3.811	0.36	0.117	0.6632	3.316	3.019	0.30	0.097
Etage 6	306	0.8875	4.4375	4.168	0.27	0.088	0.7161	3.581	3.316	0.26	0.086

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant

Interprétation des résultats :

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

Sens (x - x) : $\Delta_{k\max} = 0,0063 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0306 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Sens (y - y) : $\Delta_{k\max} = 0,0048 \text{ m} < 1\% \times h_e = 0,0306 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

VI.4.4.4 Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ :

L’effet P-Δ(effet de second ordre) est l’effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au-dessus du niveau « k » avec $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d’étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l’étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.7 Vérification à L’effet P-Δ.

Niveaux	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k
E-sol2	391	24808.472	0.45	843.2341	0.033	0.40	777.2228	0.032
E-sol1	306	21994.634	0.59	761.6388	0.056	0.46	703.2661	0.047
RDC	306	19106.57	0.63	847.9751	0.046	0.48	1009.6715	0.030
1 ^{ère} étage	306	16218.728	0.60	777.182	0.041	0.46	975.8919	0.025
2 ^{ème} étage	306	13330.887	0.58	692.4752	0.036	0.45	832.8017	0.024
3 ^{ème} étage	306	10488.69	0.52	589.0818	0.030	0.41	709.9471	0.020
4 ^{ème} étage	306	7646.4934	0.45	467.1817	0.024	0.36	559.8982	0.016
5 ^{ème} étage	306	49941.0754	0.36	328.8709	0.018	0.30	417.6342	0.011
6 ^{ème} étage	306	2450.6203	0.27	204.1823	0.011	0.26	263.5812	0.008

Remarque :

- **Interprétation des résultats :** On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet (P- Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.
- Poids du aux charges permanentes calculé de la structure est supérieure au résultats donné par le logiciel ETABS 2016 .

VI.5.4.5 Vérification de l'effort normal réduit :

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $\nu = \frac{N_d}{B \times f_{c,j}} \leq 0,3$RPA99/version 2003(Art : 7.4.3.1). L'effort sera vérifié à ELA.

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{c,j}$: est la résistance caractéristique du béton

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	B_r (cm ²)	N_d (KN)	N	ν	Observation
e -sol 1+2	50*50	1245.6367	0.199	0.23	Vérifiée
RDC+1^{ere} étage	50*45	889.8834	0.158	0.18	Vérifiée
2^{eme}+3^{eme} étage	45*45	595.9402	0.118	0.14	Vérifiée
4^{eme} +5^{eme} étage	45*45	355.0617	0.079	0.08	Vérifiée
6^{eme} étage	40*40	129.8016	0.032		Vérifiée

Interprétation des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.6. Conclusion :

La modalisation avec logiciel de calcul ETABS 2016, nous a permis de faire une étude tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur

qui se rapproche du comportement réel de la structure. Ainsi que la vérification à la fois des conditions de R.PA nous a poussés de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Poutre principale (40*30) cm²; Poutre secondaire (30*35) cm²

Poteaux de entre sol 1 et 2 (50*50) cm²

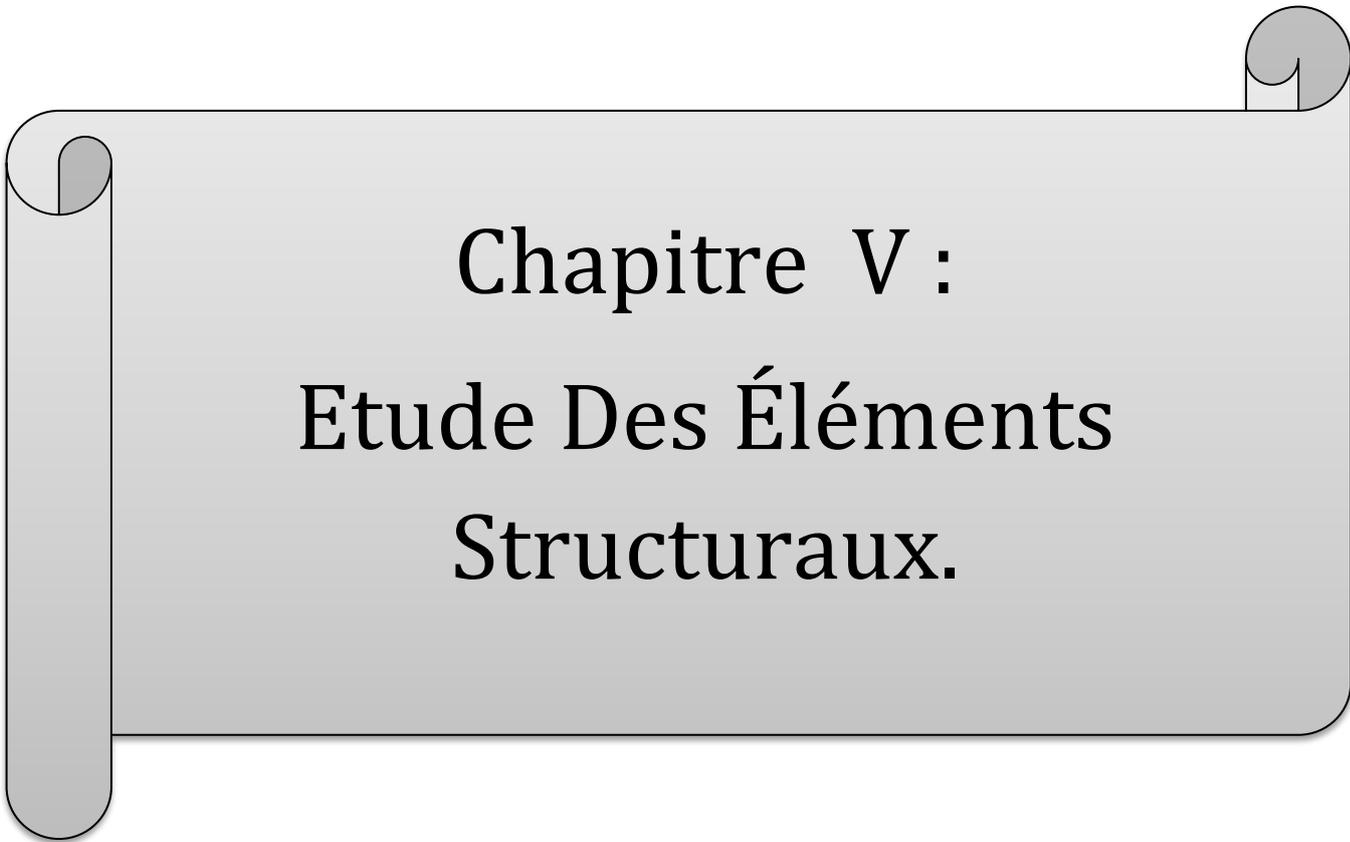
Poteaux de R.D.C et 1^{ère} étage (50*45) cm²

Poteaux de 2^{ème} et 3^{ème} étage (45*45) cm²

Poteaux de 4^{ème} et 5^{ème} étage (45*40) cm²

Poteaux de 6^{ème} étage (40*40) cm²

Pour les voiles ; e = 18cm pour l'entre sol 2 ; e = 15cm pour les étages courants.



Chapitre V :
Etude Des Éléments
Structuraux.

V.1. INTRODUCTION:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS 2016 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q$(1)
- ✓ $G + Q$(2)
- ✓ $G + Q + E$(3)
- ✓ $G + Q - E$(4)
- ✓ $0.8 G + E$(5)
- ✓ $0.8 G - E$(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.2.1. Recommandations du RPA99/2003:

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).

- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

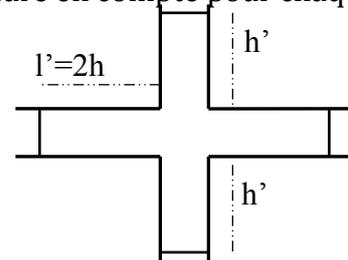


Figure. V.1 : Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
1	50*50	20	100	150
2	50*50	20	100	150
3	45*50	18	90	135
4	45*50	18	90	135
5	45*45	16.2	81	121.5
6	45*45	16.2	81	121.5
7	40*45	14.4	72	108
8	40*45	14.4	72	108
9	40*40	12.8	64	96

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

- ✓ V_u : L'effort tranchant de calcul.
- ✓ h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- ✓ t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :** $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.

- **Dans la zone courante :** $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t.b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la

direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Tableau V.2 : Les sollicitations dans le poteau (P1) le plus sollicité selon chap2

Niveaux	comb	Mmax, N _{corr}		comb	Nmax, M _{corr}		comb	N _{min} , M _{corr}	
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)
1 et 2	3	130.295	35.487	1	1021.126	91.481	5	1019.516	91.483
3 et 4	3	126.399	47.867	1	299.213	33.923	5	297.913	33.920
5 et 6	3	96.654	45.083	1	112.412	13.210	5	111.716	13.214
7 et 8	3	67.885	36.500	1	158.956	8.900	5	158.62	8.901
9	5	38.047	6.892	1	91.415	6.050	5	91.287	6.049

Remarque : dans ce cas on calcule les poteaux le plus sollicité selon le chapitre 2

Tableau V.3 : Les sollicitations dans le poteau (P2) le plus sollicité

Niveaux	Mmax,	N _{corr}	comb	Nmax, M _{corr}		comb	N _{min} , M _{corr}	
	M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)
1 et 2	107.027	508.562	1	1279.645	124.665	5	-1278.699	71.411
3 et 4	70.684	237.992	1	724.898	118.558	5	-724.898	118.558
5 et 6	57.183	-162.993	1	309.776	77.350	5	-309.209	58.970

7 et 8	34.459	55.998	1	85.633	42.236	5	-85.373	32.483
9	19.593	7.789	1	23.351	14.583	5	-23.307	12.414

V.2.3.Ferraillage :

A. Armatures longitudinales

Les résultats des ferraillages adoptés pour le poteau (P1) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4: sections de ferraillage dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{cal} (cm ²) (socotec)	Nombre de barres	A _{adopté} (cm ²)
1 et 2	50*50	20	18.81	4HA16+8HA14	20.36
3 et 4	45*50	18	13.23	12HA14	18.47
5 et 6	45*45	16.2	7.39	12HA14	18.47
7 et 8	40*45	14.4	2.98	4HA14 + 8HA12	15.21
9	40*40	12.8	1.13	12HA12	13.57

B. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.5 : Armatures transversales dans les poteaux.

Niveaux	B (cm ²)	ϕ_t^{min} (cm)	l_r (cm)	λ_g	V _u (KN)	l_r (cm)	S _i (zone nodale)(cm)	S _i (zone Courante)(cm)	A _t ^{calcul} (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{adopté} (cm ²)
1	50*50	1.4	2,457	4,914	45.306	65	10	15	1,13	4.16	6HA10=4.71
2	50*50	1.4	1,862	3,724	81.208	65	10	15	2,03	2.86	6HA8=3.01
3 et 4	45*50	1.4	1,862	4,137	81.953	65	10	15	2,04	2.86	6HA8=3.01
5 et 6	45*45	1.4	1,862	4,137	64.149	65	10	15	1,78	2.64	6HA8=3.01
7 et 8	40*45	1.2	1,862	4,655	45.377	65	10	15	1,25	2.48	6HA8=3.01
9	40*40	1.2	1,862	4,655	26.48	65	10	15	0,735	2.2	6HA8=3.01

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$.

V.2.4. Vérifications

A. Vérification au flambement (effort normal ultime) : poteau P1

Selon le BAEL91 (Article 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre).

- **Exemple de calcul**

$h = 3,91m$ et $N_{\max} = 1021,126KN$.

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élançement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0,7 * l_0 = 2,457$ m), l_0 : hauteur libre d'étage = (h - h_{poutre})

i : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b \times h^2}{12bh}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{0,5^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}}, \quad \lambda = \frac{2,457}{0,144} = 17,55$$

$$\Rightarrow i = 0,187m$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{17,55}{35}\right)^2} = . B_r = (a - 2)(b - 2) = (50 - 2)(50 - 2) = 2034cm^2$$

$$N_U = 0,809 \times \left[\frac{0,2034 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 30,91 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 4841,7KN$$

$N_{\max} = 1021,126KN < N_U \rightarrow$ Pas de risque de flambement. Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	I _f (m)	i (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
1	50×50	3,51	2,457	0,144	17,55	0,809	30,91	2304	1021.126	4841,7
2	50×50	2,66	1,862	0,144	13,3	0,826	30,91	2304	393,802	4412,32
3 et 4	45×50	2,66	1,862	0,144	12,93	0,827	28,65	2064	299,213	3985,10
5 et 6	45×45	2,66	1,862	0,129	14,43	0,822	26,77	1849	112,412	3579,97
7 et 8	40×45	2,66	1,862	0,129	14,43	0,822	22,24	1634	158,956	3123,18
9	40×40	2,66	1,862	0,115	16,19	0,815	20,36	1444	91,415	2756,53

Commentaire : On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus

sollicité à chaque niveau.

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \\ \sigma_s = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

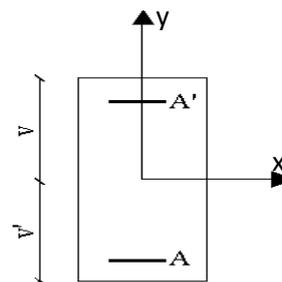


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I_{gg} (m ⁴)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_{sc} (MPa)	σ_s (MPa)
1	50*50	45	30,91	28,12	21,88	677279,16	961,87	1,37	0,38	0,38	5,77	5,77
2	50*50	45	30,91	28,12	21,88	677279,16	914,91	5,37	0,36	0,38	5,77	5,77
3 et 4	45*50	45	28,65	30,54	19,46	627663,2	782,65	5,01	0,34	0,34	5,21	5,21
5 et 6	45*45	40.5	26,77	25,39	19,61	444343,4425	525,16	3,33	0,25	0,014	5,80	5,80
7 et 8	40*45	40.5	22,24	24,97	20,03	322038.27	294,10	1,97	0,16	0,018	2,45	2,45
9	40*40	36	20,36	30,32	19,64	4733342	74,46	0,65	0,06	0,046	0,69	0,69

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon le RPA 99/2003 (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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)
1	50×50	2,457	4,914	0,04	47	45,306	0,192	1
2	50×50	1,862	3,724	0,04	47	81,208	0,345	1
3 et 4	45×50	1,862	4,137	0,04	47	81,953	0,387	1
5 et 6	45×45	1,862	4,137	0,04	42	64,149	0,339	1
7 et 8	40×45	1,862	4,655	0,04	42	45,377	0,270	1
9	40×40	1,862	4,655	0,04	37	26,48	0,178	1

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

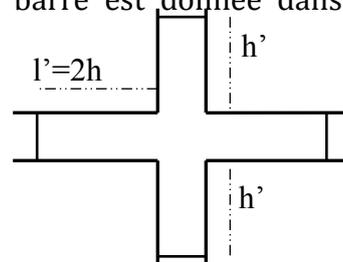
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right), l' = 2 \times h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

h : Hauteur de la poutre principale (40 cm).

$$\text{Niveau 1 : } \begin{cases} h' = 65 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}, \text{ Niveau 2 jusqu'au 9 : } \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux



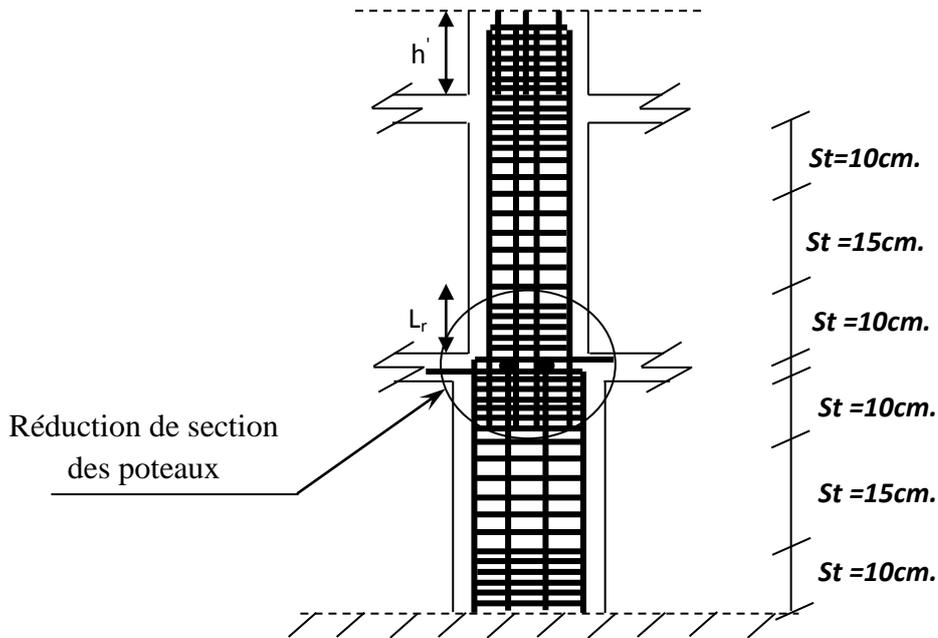
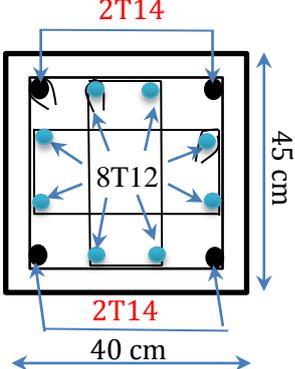
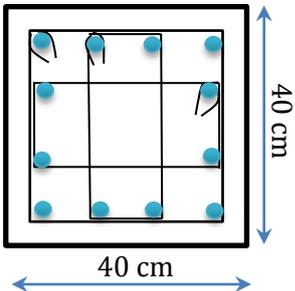


Figure V.3 Ferrailage des sections des poteaux

V.2.6. Schémas de ferrailage :

Tableau V.9 : Schémas de ferrailage des poteaux

Niveau 1	Niveau 2
<p>$e=5\text{ cm}$</p> <p>3 Cadre T8</p> <p>50 cm</p> <p>50 cm</p>	<p>$e=5\text{ cm}$</p> <p>3 Cadre T8</p> <p>50 cm</p> <p>50 cm</p>
Niveau 3 et 4	Niveau 5 et 6
<p>$e=5\text{ cm}$</p> <p>12 T 14</p> <p>3 Cadres T8</p> <p>50 cm</p> <p>45 cm</p>	<p>$e=5\text{ cm}$</p> <p>12 T 14</p> <p>3 Cadres T8</p> <p>45 cm</p> <p>45 cm</p>

Niveau 7 et 8	Niveau 9
<p>e=5 cm</p> <p>3 Cadre T8</p>  <p>45 cm</p> <p>40 cm</p>	<p>e=5 cm</p> <p>12 T 12</p> <p>3 Cadres T8</p>  <p>40 cm</p>

V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS2016, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/2003* suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $G + Q - E$
- ✓ $0.8 \times G + E$
- ✓ $0.8 \times G - E$

RPA99/ 2003 (article 5.2)

V.3.1. Recommandation du RPA99/2003 :

A. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/2003 (article 7.5.1)}$$

B. Ferrailage :

❖ Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone II_a.
 - avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

❖ Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$, Zone nodale (Zone II).

- $s \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- ✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.2.Ferraillage des poutres :

V. 3.2 .1. Sollicitation de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires sont calculer a la combinaison de l'ELA

Planchers	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travé} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V(KN)
Habitations	86,93	87,963	64,974	31,414	34,473	92,68
Terrasse	34,979	33,025	41,669	16,133	30,71	54,64

V.3.2.2.Les armatures longitudinales :

Le ferraillage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel ETABS2016. Nous avons

retenu le ferraillage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales.

Planchers	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Habitations	Principale	40×30	Appui	7,45	6	5HA14 = 7,70
			Travée	7,49		5HA14 = 7,70
	Secondaire	35×30	Appui	3,23	5,25	3HA16 = 6,03
			Travée	2,93		3HA16 = 6,03

Terrasse	Principale	40×30	Appui	2,64	6	3HA16 = 6,03
			Travée	2,80		3HA16 = 6,03
	Secondaire	35×30	Appui	2,86	5,25	3HA16 = 6,03
			Travée	1,47		3HA16 = 6,03

❖ **Longueur de recouvrement :**

- $L_r \geq 40 \Phi_l$ **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$, on adopte: $L_r = 65\text{cm}$.
- $\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$, on adopte: $L_r = 60\text{cm}$.

❖ **Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux:**

✓ **En zone courante :**

$3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2 < 4\% (b \times h) = 48\text{cm}^2$ Vérifiée.

✓ **En zone de recouvrement :**

$(3\text{HA}16) + (3\text{HA}16) = 6,03 + 6,03 = 12,06 \text{ cm}^2 < 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2$ Vérifiée

❖ **Pourcentage total minimal des aciers longitudinaux:**

$0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2 < 6.03 \text{ cm}^2$ Vérifiée.

V.3.2.3. Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3).}$$

✓ **Poutres principales :**

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}.$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul des espacements des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 67\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40\text{cm}) = 33.3 \text{ cm} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 28.58\text{cm} .$$

Selon le RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$, On adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t^{\min}\right) = 10 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 10\text{cm}$ en zone nodale.

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de $l' = 2 \times h = 80\text{cm}$.

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.3.3. Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

- **Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible: $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$, **BAEL91 (Article H.III).**

Tableau V.12 : Vérification des contraintes tangentielles pour habitation.

Poutres	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	64,974	0,58	Vérifiée
Secondaires	92,68	0,96	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$\checkmark \text{ en appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\checkmark \text{ en appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Vérification au cisaillement.

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_1^{rive} (cm ²)	A_1^{int} (cm ²)	Observation
Principale	8,29	64,974	87,963	1,86	1,94	Vérifiée
Secondaires	5,09	92,68	34,473	2,66	2,69	Vérifiée

Commentaire : Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

➤ **Vérifications à l'ELS :**

• **Etat limite de compression du béton :**

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

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

⊕ M_{ser} : moment max à l'ELS.

⊕ y : position de l'axe neutre.

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

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 Ay - 15 A d = 0, \text{ on aura } y.$$

Tableau V.14 : Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres	Appuis	19,406	256736	24,34	1,50	15
principales	Travées	14,681	212490	21,83	1,84	15
Poutres	Appuis	26,807	176653	21,82	3,31	15
secondaires	Travées	22,827	147756	19,67	3,03	15

➤ **Vérification de la flèche :**

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{475} = 0.084 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Poutres principales :

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{475} = 0.084 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0074 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

✓ Poutres secondaires :

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{475} = 0.073 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.028 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0057 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Commentaire : Les trois conditions de flèches étant satisfaites, le calcul des flèches s'avère inutile.

V.3.4. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99addenda2003 (Art.7.6.2) exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

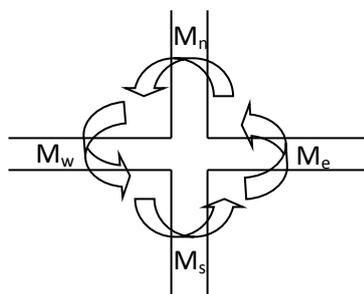


Figure V.4 : La zone nodale

A. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton.

- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15 : Moments résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
1 et 2	50*50	0,425	10.18	1505.62
3 et 4	45*50	0,425	9.23	1505.62
5 et 6	45*45	0,382	9.23	1226.99
7 et 8	40*45	0,382	7.60	1010.31
9	40*40	0,34	6.78	802.20

B. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.16 : Vérification des zones nodales selon le sens principale.

Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Observation
Entresol2	259.51	259.51	519.02	75.51	75.51	188.77	Vérifiée
Entresol2	224.14	259.51	483.65	75.51	75.51	188.77	Vérifiée
RDC	224.14	224.14	448.28	75.51	75.51	188.77	Vérifiée
Etage1	188.48	224.14	412.62	75.51	75.51	188.77	Vérifiée
Etage2	188.48	188.48	376.96	75.51	75.51	188.77	Vérifiée
Etage3	156.65	188.48	345.13	75.51	75.88	189.23	Vérifiée
Etage4	156.65	156.65	313.30	75.51	75.51	188.77	Vérifiée
Etage5	127.47	156.65	284.12	75.51	75.51	188.77	Vérifiée
Etage6	118.20	127.47	245.67	75.51	75.51	188.77	Vérifiée

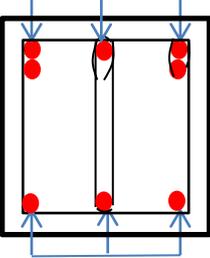
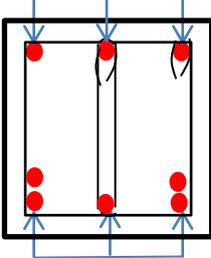
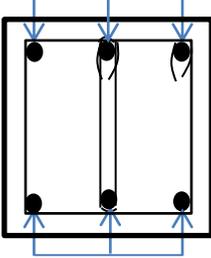
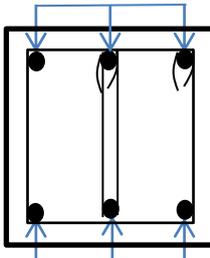
Tableau V.17 : Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

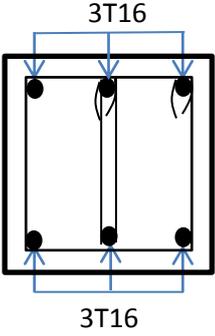
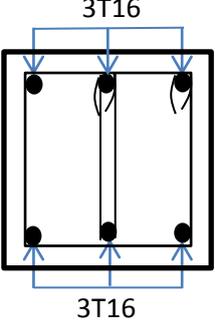
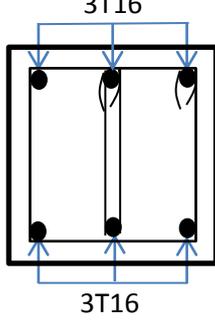
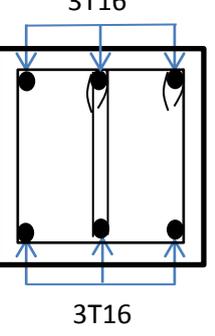
Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	1.25 (M_W+M_E)	Observation
<i>Entresol2</i>	259.51	259.51	519.02	66.07	66.07	165.17	Vérifiée
<i>Entresol2</i>	224.14	259.51	483.65	66.07	66.07	165.17	Vérifiée
<i>RDC</i>	224.14	224.14	448.28	66.07	66.07	165.17	Vérifiée
<i>Etage1</i>	188.48	224.14	412.62	66.07	66.07	165.17	Vérifiée
<i>Etage2</i>	188.48	188.48	376.96	66.07	66.07	165.17	Vérifiée
<i>Etage3</i>	156.65	188.48	345.13	66.07	66.40	165.58	Vérifiée
<i>Etage4</i>	156.65	156.65	313.30	66.07	66.07	165.17	Vérifiée
<i>Etage5</i>	127.47	156.65	284.12	66.07	66.07	165.17	Vérifiée
<i>Etage6</i>	118.20	127.47	245.67	66.07	66.07	165.17	Vérifiée

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.3.5. Schémas de ferrailage des poutres :

Tableau V.18 : tableau ferrailage des poutres .

Planchers	Poutres principales		Poutres secondaires	
	En Appuis	En travée	En Appuis	En travée
Habitation	<p>5T14</p>  <p>3T14</p>	<p>3T14</p>  <p>5T14</p>	<p>3T16</p>  <p>3T16</p>	<p>3T16</p>  <p>3T16</p>
	(Cadre + Etrier) T8		(Cadre + Etrier) T8	

	En Appuis	En travée	En Appuis	En travée
Terrasse				
	(Cadre + Etrier) T8	(Cadre + Etrier) T8	(Cadre + Etrier) T8	(Cadre + Etrier) T8

V.4. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastéré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- ✓ Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.1. Recommandation du RPA :

A. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

C. Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

D. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

E. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 $A_{min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.
 $A_{min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante
 $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- ✓ L'espacement : $s_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales 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 de signe des efforts et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓ $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- ✓ $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$
- ✓ $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$

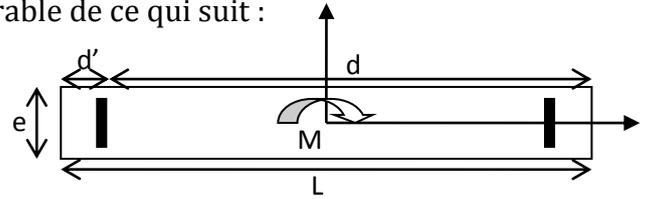


Figure V.5 : Schéma d'un voile plein

❖ **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$\sigma_{cm} = \frac{N_{compression}}{b \times h}$; contrainte moyenne de compression.

$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$

$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$

❖ **La longueur de recouvrement :**

$L_r \left\{ \begin{array}{l} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts} \\ \text{est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{array} \right.$

❖ **Règles communes :**

$A_{min} \left\{ \begin{array}{l} 0.15\% (L_x \times e), \text{ globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), \text{ en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), \text{ en zone tendue.} \end{array} \right.$

✓ **Diamètres des barres :**

$\phi < \frac{1}{10} e$

✓ **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$S_t \leq 1.5 \times e$

$S_t \leq 30 \text{ cm}$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓ A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- ✓ A_{vmin}^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.
- ✓ Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.
- ✓ S_t : Espacement.
- ✓ A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- ✓ A_H^{adap} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.

- ✓ $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$
- ✓ A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.



Figure V.8 : disposition des voiles

❖ Voile Vx3:

Tableau V.19 : Résultats du ferrailage du voile Vx3

Niveaux	1	2, 3 et 4	5 et 6	7 et 8	9
L (cm)	135	135	135	135	135
e (cm)	18	15	15	15	15
M (KN.m)	1696,533	502,357	335,246	169,651	74,902
N (KN)	-701,340	-85,265	-96,671	-118,432	-81,715
V(KN)	681,940	341,662	248,246	151,637	76,483
τ_U (MPa)	2,62	1,75	1,27	0,77	0,39
A_v cal /face (cm ²)	4,69	12,73	9,06	5,58	2,85
A_v min/face (cm ²)	3,64	3,03	3,03	3,03	3,03

A_v adopté/face (cm^2)	15,39	15,39	11,31	7,85	5,03
$N^{barres}/face$	10HA14	10HA14	10HA12	10HA10	10HA08
$S_t(cm)$	10+8x15	10+8x15	10+8x15	10+8x15	10+8x15
A_h cal/face (cm^2/ml)	3,84	3,84	2,82	1,96	1,25
A_h min/face (cm^2/ml)	3,64	2,99	2,99	2,99	2,99
A_h adopté/face (cm^2/ml)	4,71	4,71	3,02	3,02	3,02
$N^{barres} face (cm^2/ml)$	6HA10	6HA10	6HA08	6HA08	6HA08
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20

❖ **Voile Vy2 :****Tableau V.20 :** Résultats du ferrailage du voile Vy2

Niveaux	1	2 , 3 et 4	5 et 6	7 et 8	9
L (cm)	185	185	185	185	185
e (cm)	18	15	15	15	15
$M (KN.m)$	3469,843	49,158	40,329	27,226	15,803
$N (KN)$	-925,053	-349,928	-283,658	-149,692	-39,127
$V(KN)$	1269,934	31,448	34,111	22,607	11,333
$\tau_U (MPa)$	3,52	0,11	0,12	0,08	0,04
A_v cal /face (cm^2)	7,70	16,51	4,79	4,50	0,86
A_v min/face (cm^2)	4,99	4,16	4,16	4,16	4,16
A_v adopté/face (cm^2)	17,75	17,75	11,31	7,85	5,03
$N^{barres}/face$	5HA16+5HA14	5HA16+5HA14	10HA12	10HA10	10HA08
$S_t(cm)$	10+8x15	10+8x15	10+8x15	10+8x15	10+8x15
A_h cal/face (cm^2/ml)	4,43	4,43	2,85	1,96	1,25
A_h min/face (cm^2/ml)	3,64	2,99	2,99	2,99	2,99
A_h adopté/face (cm^2/ml)	6,79	6,79	4,71	3,02	3,02
$N^{barres} face (cm^2/ml)$	6HA12	6HA12	6HA10	6HA08	6HA08
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20

V.4.3. schémas de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (V_{x3}) comme exemple

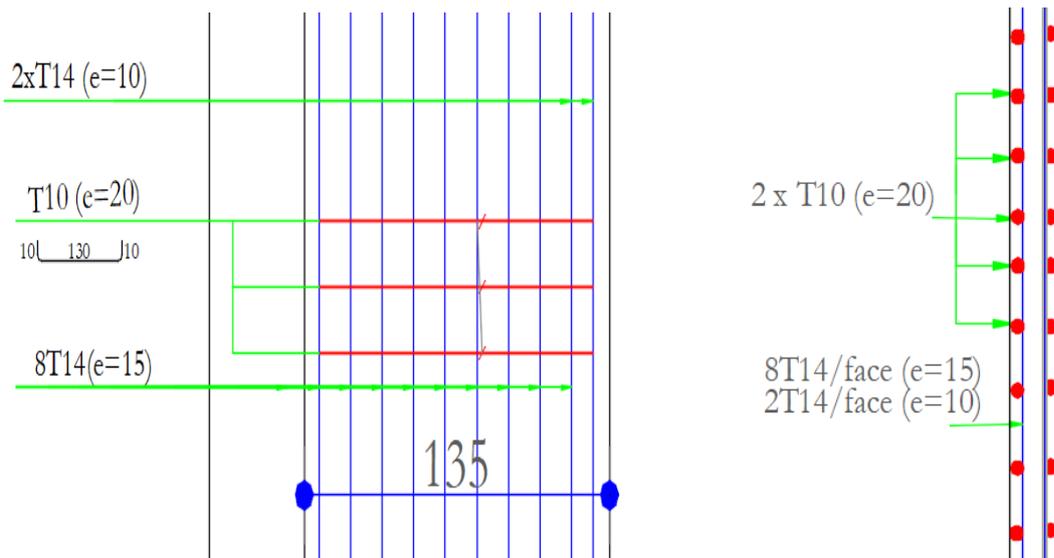
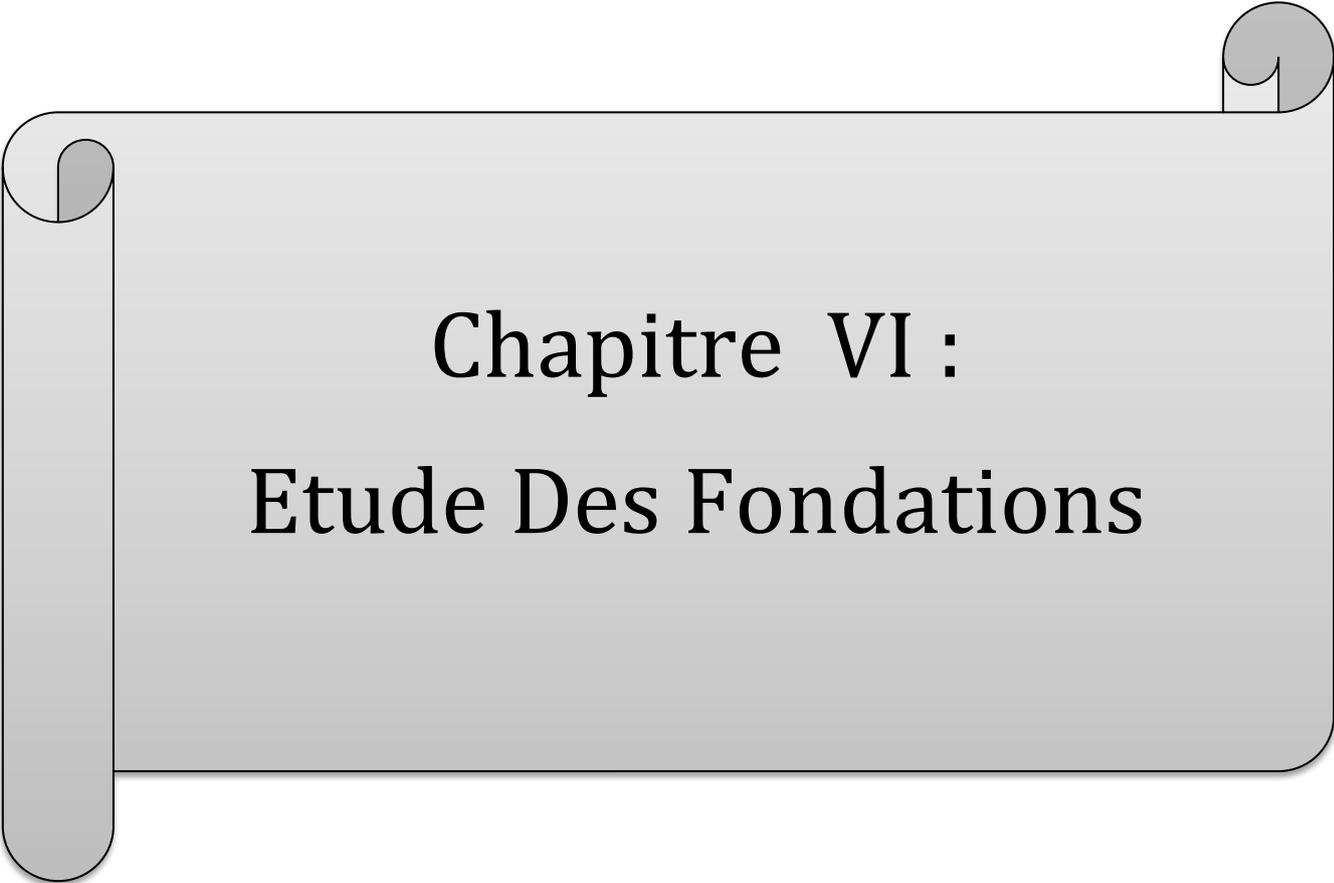


Figure V.7 : Schéma de ferrailage de voile (V_{x3})

V.5. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrillages obtenus l'application (SOCOTEC) ainsi que le ferrillage minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferrillage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le code de calcul utilisé. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.



Chapitre VI :
Etude Des Fondations

VI.1 INTRODUCTION :

La fondation est l'élément qui permet de transmettre au sol les charges et surcharges de la structure, L'étude d'une fondation est divisée en deux parties, l'étude du sol d'assise et l'étude de la fondation proprement dite. L'étude du sol nous renseigne sur la capacité du sol et la profondeur d'ancrage. Le calcul de fondation proprement dite est la détermination de ses dimensions et de son ferrailage. On a deux grandes familles de fondations : fondations superficielles et profondes. Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage, sa bonne conception et sa réalisation assurent une bonne répartition des charges et évitent les tassements différentiels.

VI.2 Choix de type de fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, la distance entre axes des poteaux, et la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 1.5 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 2.00bars.

Dans notre cas on a un seul type de fondations à étudier celle qui se situent au niveau $Z=0m$. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.3 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) $G++E$
- 2) $0.8 \times G \pm E$

VI.4 Etude des fondations:**VI.4.1 Vérification de La semelle isolée a l'ELS :**

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par ETABS 2016.

S : surface d'appui de la semelle. $S=A \times B$

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N = 961.878KN (ELS) $\overline{\sigma}_{sol} = 0.2$ MPa

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

Semelle et poteau homothétiques :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B \dots\dots\dots(2) \text{ Avec a, b dimensions du poteau}$$

On remplace (2) dans (1) ; on aura :

$$B \geq \sqrt{\frac{0,5 \times 961,878 \times 10^{-3}}{0,5 \times 0,15}} \rightarrow B \geq 2,53 \rightarrow 2,8m$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens x-x' varie entre 3 m et 4.5m

Et selon y-y' l'entraxe varie entre et 3.5a 4.75 m On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles. Donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.2 Les semelles filantes :**VI.4.11 Dimensionnement :**

Nous allons faire le calcul d'une seule semelle filante : Une selon x-x'. Les autres semelles seront calculées de la même manière

1- Selon X-X' :

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

On raisonne sur la résultante R des efforts ramenés par les poteaux

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1=863.204 \text{ KN}$, $N_2=932.685\text{KN}$, $N_3=761.878\text{KN}$, $N_4=905.715\text{KN}$;

$$\sum N_i = 3663.482 \text{ KN}.$$

Avec :

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} \rightarrow B \geq \frac{3.663482}{0.2 \times 13.85} = 1.32 \text{ m} \quad \text{on opte pour } B=1.5\text{m}$$

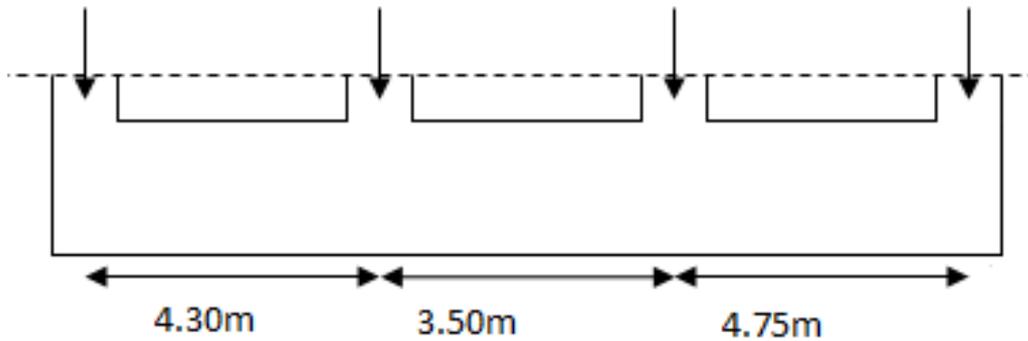


Figure VI .1 Schéma semelle filante

VI.2.2 Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} \rightarrow h \geq \frac{1.5-0.50}{4} + 5\text{cm} \rightarrow h \geq 30\text{cm}$$

On opte pour **h=40cm**.

VI.2.3 Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93(article A.5.2.4.2).}$$

$$\mu_c = (a + b \times h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.55 + 0.60 \times 2 \times 0.45) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 3.6\text{m}$$

$$0.045 \times 4.1 \times 0.45 \times \frac{25}{1.5} = 1080 \Rightarrow Q_u = 961.878 \leq 1080 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

VI.2.4 Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

On a : $I_y=514.5\text{m}^4$; $I_x=5,90 \text{ m}^4$, et $X_G=10.5\text{m}$; $Y_G=0.75\text{m}$;

Sens X-X : $N = 5413 \text{ KN}$; $M_x = 182.608 \text{ k}^2\text{N.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.189 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.183 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow 0.187 \text{ MPa} < \sigma_s = 0.20 \text{ MPa}$$

Sens Y-Y : $N = 3663.482 \text{ KN}$; $M_y = 286.328 \text{ kN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.176 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.170 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow 0.174 \text{ MPa} < \sigma_s = 0.20 \text{ MPa}$$

VI.2.5 Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le **RPA99 (article 10.1.5)** on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

• **Dans le sens X-X :** $e = \frac{82.55}{3663.482} \Rightarrow e = 0.022 \text{ m} < \frac{150}{4} = 0.375 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

• **Dans le sens Y-Y :** $e = \frac{1179.39}{5413} \Rightarrow e = 0.21 \text{ m} < \frac{20.3}{4} = 5.075 \text{ m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

VI.2.6 Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_s \times \gamma_w$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

S_s : Surface de la semelle = 20.77 m^2

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique)

H : la hauteur d'ancrage de la semelle ($H = 1.50 \text{ m}$).

$N = 3663.482 \geq 1.5 \times 1.50 \times 20.77 \times 10 = 467.32 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

VI.2.7 Ferrailage :

a- Principale :

$$A = \frac{N.(B-b)}{8.d.s_{st}} = \frac{3.663 \times (1,5 - 0,50)}{8 \times 0,37 \times 400} = 30,93 \text{ cm}^2$$

b- Secondaire :

Puisque il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents N_i donc on met seulement des aciers de construction.

$$A_r = A_s / 3 = 14,74 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$S//B = 56T10 = 44,24 \text{ cm}^2 \quad St = 25 \text{ cm}$$

$$S//L = 8T16 = 16,08 \text{ cm}^2 \quad St = 12 \text{ cm}$$

VI.2.8 Calcul de la poutre de rigidité :

• **Dimensionnement :**

$$L = 4,75 \Rightarrow L/9 \leq h_{poutre} \leq L/6 \Rightarrow 52,77 \leq h_{poutre} \leq 80 \text{ cm}$$

; Avec L : entre-axe max entre deux poteaux On prend **h=80cm ; b=50cm.**

• **Calcul de chargement sur la poutre de rigidité :**

$$q_u = \frac{\sum N}{L} \Rightarrow q_u = \frac{5059,81}{13,85} \rightarrow q_u = 365,32 \text{ KN/m}$$

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L} \Rightarrow q_s = \frac{3663,482}{13,85} \rightarrow q_s = 264,51 \text{ KN/m}$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. Les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot. Le ferrailage se fait à la flexion simple. Les résultats obtenues sont résumés dans le (Tableau VI.1)

		M (KN.m)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Sens x-x	Travée	611.306	24.78	4.64	5T20+5T16=25.76
	Appui	659.278	26.91	4.64	7T20+3T16=28.02

Tableau VI.1 : ferrailage de la poutre de rigidité.

A l'ELU :

Condition de non fragilité: $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{\min} = 4,64 \text{ cm}^2$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 2.49 \leq \bar{\tau} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa.$$

A'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc La contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) = 201,63MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 2 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Travée	442.6	23.3871	988824	10.71	15	125.52	201.63
Appui	-477	24.988	1071616	11.12	15	102.4	201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers est vérifiée :

Après avoir fait les interactions on trouve les résultats suivant

Tableau VI.3 Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Choix par (m)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	242,49	31.80	33.43	10T20+1T16	10.71	88.15
Appuis	-295,14	34.44	34.56	11T20	11.12	81.33

VI.2.9 Armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \emptyset_i\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{80}{35}, \frac{50}{10}, 16\right)$$

$$\emptyset_t = 12 \text{ mm}$$

VI.2.10 Espacement des aciers transversaux :

Soit $A_t = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

$$1) \quad st \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow st \leq 40 \text{ cm}$$

$$2) \quad st \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow st \leq 36.16 \text{ cm}$$

st=12 cm

VI.2.11 Armature de peau :

Comme la poutre a une hauteur de 80cm le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section **$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml de Hauteur}$** , comme $h = 80 \text{ cm}$ donc :

$$A_p = 3 \times 0.80 = 2.4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2T14$$

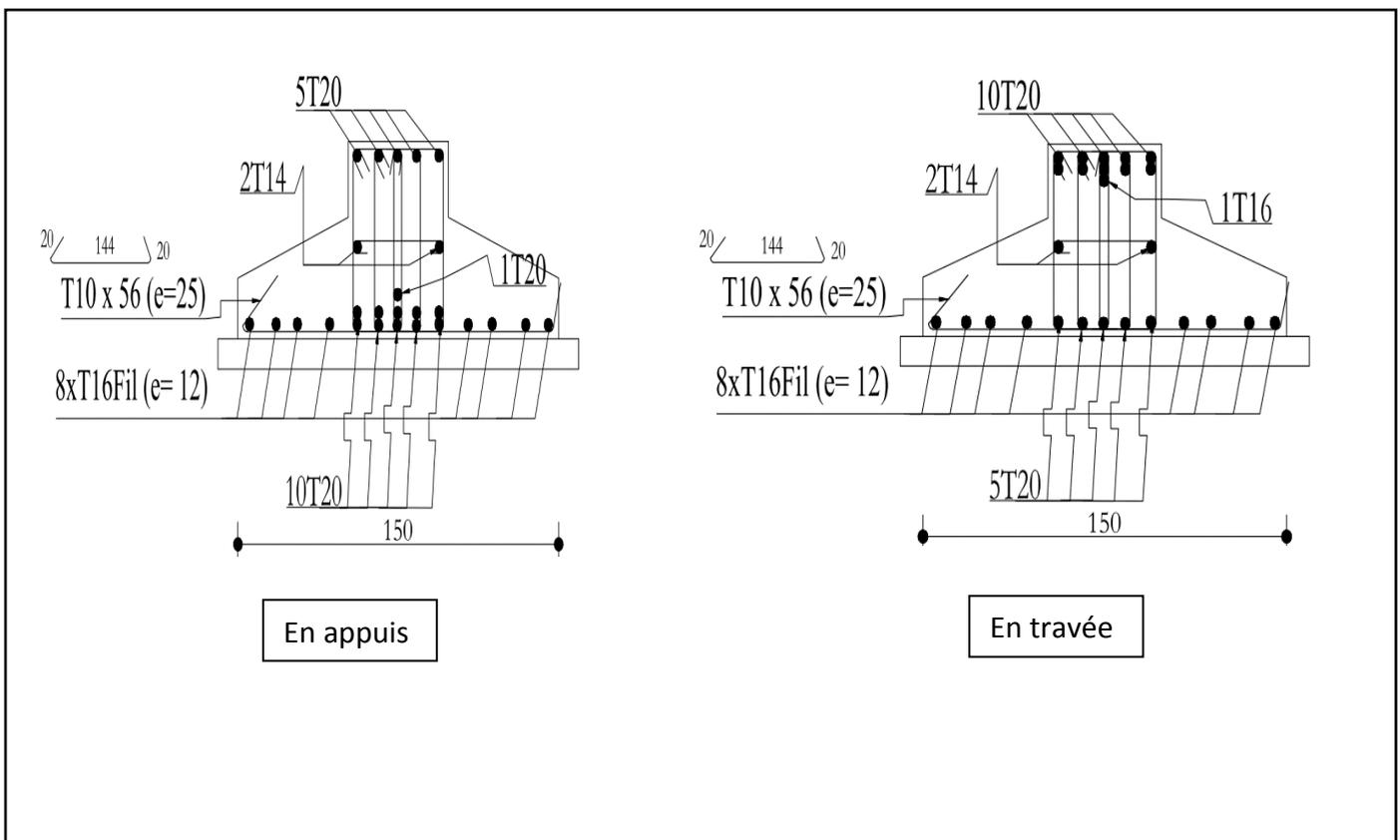


Figure VI- 2: schémas de ferrailage de la semelle filante et poutre de rigidité selon X-X

VI.5 Étude de la longrine

- **VI.5.1 Pré dimensionnements des longrines**

Le **RPA 99/2003**, exige les conditions suivantes

Les points d'appuis doivent être solidarités, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S2 sont :

- ❖ $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale à $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$; Avec
- ❖ N : force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportée par les points d'appuis solidarités.
- ❖ α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.
- ❖ Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm ; $15\varnothing_l$).

• **Vérification**

Nous avons $N_S = 961.878 \text{ KN}$, $N_U = 3663.482 \text{ KN}$ d'après le RPA on a : $\alpha = 15$ en **zonell**, **Site S2**

$$F = \frac{3663.482}{15} = 244.23 \text{ KN D'ou: } F > 20 \text{ KN}$$

• **Ferrailage**

a) Armature longitudinale

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.24423 \times 1.15}{400} = 7.02 \text{ cm}^2$$

Dans notre projet on choisit une section de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ pour toutes les longrines

b) Calcul de A_{min}

$$\rightarrow A_{min} = 0.6\% \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Tant que $A_{min} = 7.2 \text{ cm}^2 > A_{cal} = 7.02 \text{ cm}^2$, alors on ferraille avec A_{min} ; choix : 6HA14 = 9.24 cm^2

c) Armature transversale

$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\varnothing) \rightarrow$ on choisit un (cadre + épingle) $\varnothing 8$, pour un espacement de 15cm ;

• **Vérification**

Condition de non fragilité : $B = 1200 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{8.42 \times 400}{2.1} = 1603.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

d) Schéma de ferrailage :

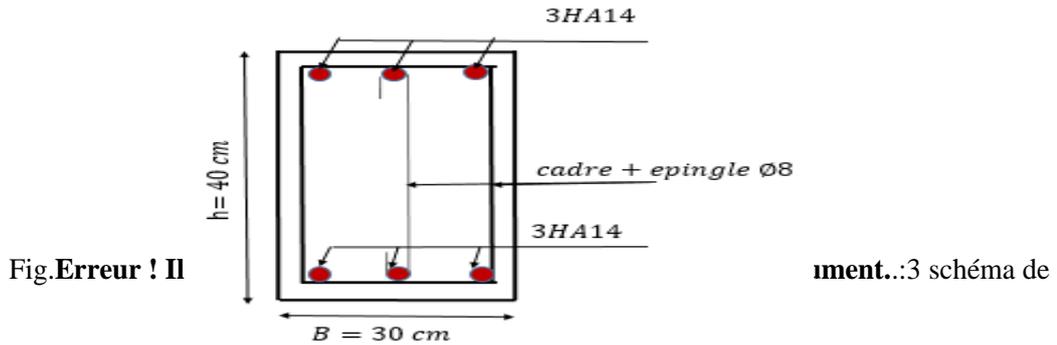


Figure. Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..3 : schéma de ferrailage de la longrine

VI.6 Voile périphérique :

VI 6.1 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 18 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.6.2 Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3.91$ m
- La longueur $L=4.5$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm

VI.6.3 Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$
- L'angle de frottement $\varphi = 8^\circ$
- La cohésion $c=0 \text{ KN} / \text{m}^2$

VI.6.4 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 3,91 \times (19 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{8}{2})) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{8}{2}) = 21.36 \text{ N} / \text{ml}$$

- **Surcharge accidentelle :**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 7,55 \text{ KN/ml}$$

VI.6.5 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 :

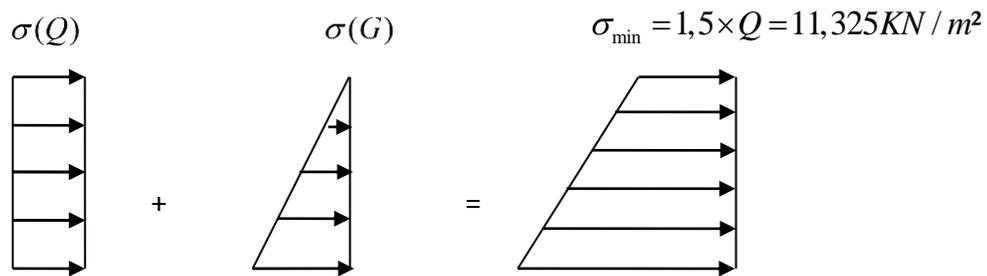


Figure VI- 4: Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{max} = 1 \times G + 1 \times Q = 38.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 31.41 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} = 32.95 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 4.5 \quad b = 100$$

$$L_y = 3.91 \quad e = 20$$

$$L_x = 3.91 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 21 \text{ m} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\eta = \frac{L_x}{L_y} = 0.86 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Le calcul est similaire aux calculs effectués dans les planchers en dalle pleine (page 66). Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% b \times h \dots\dots\dots\text{condition exigée par le RPA/2003. (art.10.1.2)}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI- 4 : Section des armatures du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A(cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travée	x-x	25.88	0,081	0.106	14.3	5.18	1.7	6HA14=6.16
	y-y	18.25	0.57	0.073	14.5	3.60	1.6	5HA10=3.93
Appui		15.22	0.047	0.061	14.6	2.99	1.7	6HA10=4.71

- Espacements :

$$\begin{cases} \text{sens xx : } S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm} \\ \text{sens yy : } S_t \leq \min(2 \times e; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \Rightarrow S_t = 20\text{cm} \end{cases}$$

VI.1.1.1 Vérifications :

A L'ELU:

- Condition de non fragilité :

Tableau VI- 5: Vérification de la condition de non fragilité

ρ	A _x ^{min} (cm ² /ml)	A _{tx} (cm ² /ml)	A _y ^{min} (cm ² /ml)	A _{ty} (cm ² /ml)	Obs
1.15	1,7	5.18	1,6	3.6	Vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

Tableau VI- 6 : Vérification de l'effort tranchant

V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
62.99	0,34	1.25	Vérifiée

A L'ELS :

$$\mu_x = 0.0566$$

$$\mu_y = 0.7932$$

$$\sigma_{max} = 1 \times G + 1 \times Q = 28.91 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1 \times Q = 7.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 28.91 + 7.55}{4} = 23.57 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = 23.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\left[\begin{aligned} M_x &= \mu_x \times q_s \times l_x \Rightarrow 0.0556 \times 23.57 \times 4.5^2 = 26.53 \text{ KN.m} \\ M_y &= \mu_y \times M_x \Rightarrow 0.7932 \times 26.53 = 21.04 \text{ KN.m} \end{aligned} \right]$$

- Moment en travée : $M_{tx} = 0.85M_x = 22.55 \text{ KN.m}$
 $M_{ty} = 0.85M_y = 17.89 \text{ KN.m}$

- **Moment en appui :** $M_a = -0.5M_0 = 13.27 \text{ KN.m}$

- **Vérification des contraintes :**

$$s_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \overline{s}_{bc}$$

$$\overline{s}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\overline{s}_s = \min\left\{ \frac{2 \cdot f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}} \cdot \frac{\sigma}{\sigma_c} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

$$s_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \cdot (d - y)$$

Tableau VI- 7: Résumé des résultats (vérification des contraintes).

		M(KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	XX	22.55	3.95	10681	7.86	329.94
	YY	17.89	3.95	10681	6.23	261.70
Appuis		13.27	3.95	10681	4.62	194.08

$\sigma_{st} > \overline{\sigma}_{st}$ Condition non vérifiée, donc on va

On redimensionne la section des aciers a l'ELS :

Sens x-x :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \alpha \in [0, 1]$$

Après avoir fait les itérations, on trouve

$$A_{st} = 6.82 \text{ cm}^2 ; \sigma_s = 329.94 \text{ MPa}$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$

Sens y-y:

$$A_s = 5.34 \text{ cm}^2 / \text{ml} \qquad A_{ty} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

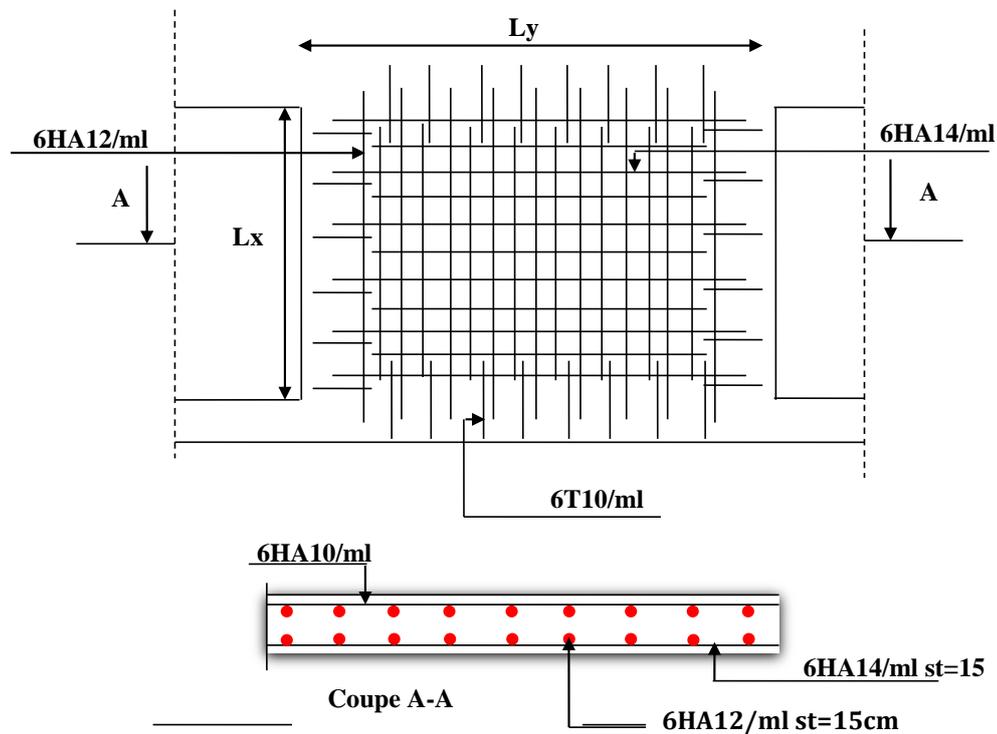
$$\sigma_s = 261.70 \text{ MPa}$$

Appuis:

$$; A_s = 3.95 \text{ cm}^2 / \text{ml} \qquad A_{apy} = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = 194.08 \text{ MPa}$$

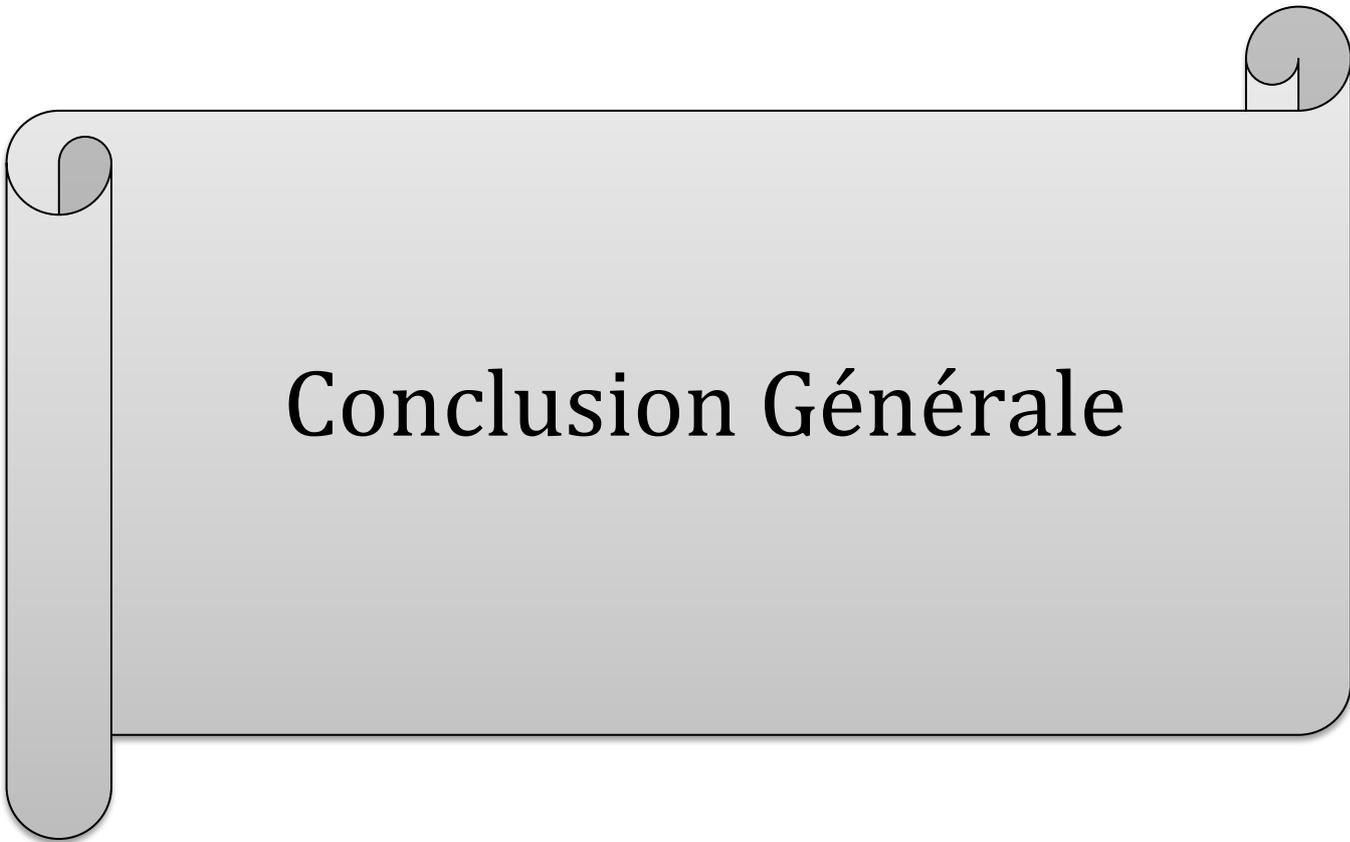
Figure VI.4 Schéma de ferrailage du voile périphérique



VI.7 Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure dans notre cas nous avons 3 types de fondations.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées pour le premier type, cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait, nous avons donc opté à des fondations sur semelle filante pour le premier type. Et des semelles isolées pour le deuxième et le troisième type.



Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique et aux logiciels de calcul existants, à savoir l'ETABS 2016 et SOCOTEC ... etc. Cependant la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base d'éléments finis et de dynamique des structures afin de mieux rapprocher la modélisation de la réalité.

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

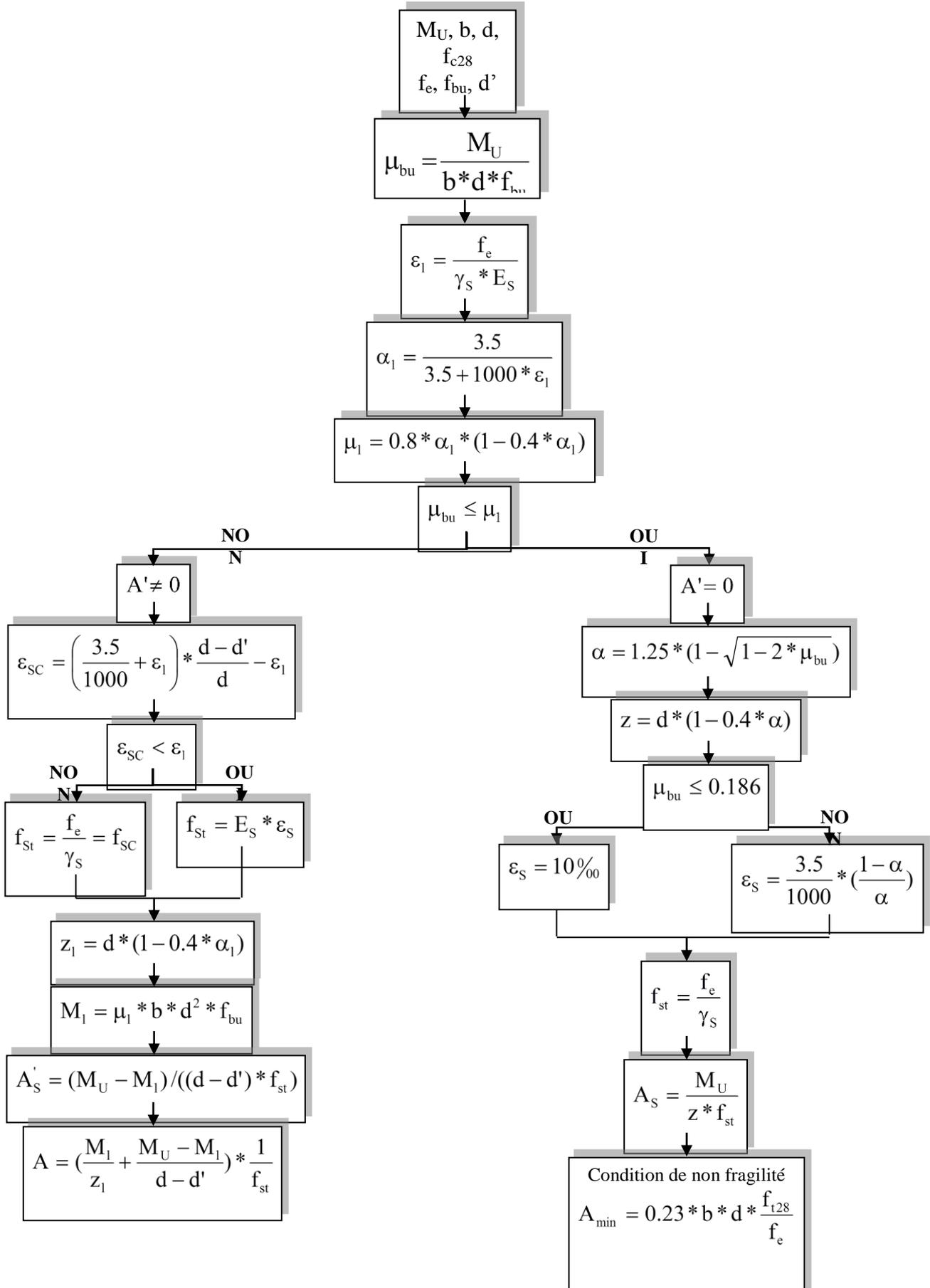
Nous avons été amenés à effectuer une modélisation par un logiciel de calcul des structures. Nous avons opté pour le logiciel ETABS 2016. D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- L'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propres au calcul.
- La modélisation en tenant compte des éléments secondaires fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux, ce qui conduit généralement à d'importantes sections de poteaux.
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU



Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3
Tableau des Armatures
(en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	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	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 4

➤ Vérification de la flèche

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500}$$

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 :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

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

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

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Propriété de la section :

$$y_G = \frac{\frac{b \times h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{(h - h_0)}{2} + h_0 \right) + 15 \times A \times d}{b \times h_0 \times (h - h_0) + 15 \times A}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0 \times h^3}{12} + (b_0 + h) \times \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_s \times (d - y_G)^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \cdot f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I}$$

Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

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 :

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

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

Bibliographie

- ❖ ***Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003 ».***
- ❖ ***Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).***
- ❖ ***Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé (CBA 93).***
- ❖ ***DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».***
- ❖ ***Cours de Béton Armé : 3^{ème} année et Master 1.***
- ❖ ***Anciens mémoires de fin d'étude.***
- ❖ ***Logiciels utilisés :***
 - ***Etabs 2016.***
 - ***Socotec .***