



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

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

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'obtention d'un Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures.

*Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation
contreventé par un système mixte (Voiles - Portiques).*

Présentés par:

M^r HADJAL Assirem

M^r HASSANI Farid

Encadré par:

M^r SADAoui Omar

Jury:

M^r ATTAL Riadh

M^r KHEFFACHE Toufik

2019/2020

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements:

Avant tous, à Allah le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles et nos amis, qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toute la période de nos études.

A M^r Sadaoui notre promoteur, pour avoir encadré notre travail.

Nous tenons également à remercier les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Nous n'oublions pas aussi tout les enseignants qui ont contribué à notre formation durant notre cursus universitaire.

A tout ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents qui n'ont cessé de m'aider, me soutenir, me pousser pour aller de l'avant et me dépasser durant tout au long de mon cursus universitaire.

A mes chers sœurs : Sylia et Lyna

A mes chers oncles et chères tantes ainsi qu'à toute ma famille.

A mes valeureux amis :

Yano, Omar, Fodil, Bob, Sofiane, Jack, Lekhel, Boualam, Aghiles, Nassim, Yanis, Youva, Lamine, Bardik, Mahmoud, Fares, Maatouk, Lyes, Idir, Mourad, Samy, mon pote, Youva, Walid, Anis, Ghiles, Malek, et surtout à Chaïma pour son soutien et encouragement.

A mon binôme et ami Assirem

Farid

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail

A mes chers parents qui n'ont cessé de m'aider me soutenir et me pousser pour aller de l'avant et me dépasser durant toute ma vie et mon cursus ,merci de m'avoir appris et transmis vos valeurs et principes qui ont fait de moi l'homme que je suis aujourd'hui

A ma chère Yass pour son soutien et tout ce qu'elle a pu faire pour moi

A mes chers frères : Assalas et Yanis

A mes chers oncles et chères tantes spécialement Aïssa

A mes chers grands-parents

A mes valeureux amis :

Fodil, Sofiane, Jack, Lekhel, Yano, Yacine, Fouad, Nassima, Lynda, Dyhia, Nounour, Nabil, Yanis, Samy, Bob, mon pote, Omar, Tigrrou, L,Ací kaa, Curva, Vladimír Híjena, Kabal, Marko, Magneto, Butcher, Kendzo, Joana, Danny, Mohamed hercul, Brain damage crew.

A mon binôme et ami Farid

Assirem

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I: Généralités

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2. Caractéristique de la structure.....	2
I.3. Règlements et normes utilisés.....	3
I.4. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites.....	3
I.5. Actions et sollicitations.....	4
I.6. Caractéristiques des matériaux.....	6
I.7. Hypothèses de calcul	9

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	10
II.2. Eléments secondaires.....	10
II.3. Eléments principaux.....	16
II.4. Evaluation des charges et surcharges.....	17
II.5. Descente de charges.....	19

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

III.1. Etude des planchers.....	31
III.2. Etude des dalles pleines.....	45
III.3. Etude de l'escalier.....	52
III.4. Etude des poutres de chainage.....	61
III.5. Etude de l'acrotère.....	62

Chapitre IV: Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	66
IV.2. Etude de la structure au séisme.....	66

Table des matières

IV.3. Méthodes de calcul.....	66
IV.4. Conclusion.....	76

Chapitre V: Etude des éléments principaux

V.1. Introduction.....	77
V.2. Etude des poteaux.....	77
V.3. Etude des poutres.....	83
V.4. Etudes des voiles.....	88
V.5. Conclusion.....	95

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	96
VI.2. Etude des fondations.....	96
VI.3. Les poutres de rigidités.....	105
VI.4. Les longrines.....	105
VI.5. Le voile périphérique.....	106
VI.6. Comportement vis-à-vis des tassements différentiels.....	109
VI.7. Conclusion.....	109

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Les plans

Liste des figures

Figure	Titres	Page
CHAPITRE I		
I.1	Façade principale	2
I.2	Evaluation des la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	6
I.3	Diagramme des contraintes du béton	7
I.4	Diagramme des contraintes limites du béton	8
II.5	Diagramme contrainte déformation de l'acier	9
CHAPITRE II		
II.1	Coupe transversale d'un plancher à corps creux	10
II.2	Schéma de la disposition des poutrelles	11
II.3	Coupe transversale d'une poutrelle	11
II.4	Dalles sur 3 appuis	12
II.5	Dalles sur 2 appuis	13
II.6	Dalles sur 4 appuis	13
II.7	Panneau de dalle du 9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	13
II.8	Schéma d'escalier des étages courants	14
II.9	Schéma d'escalier du RDC	15
II.10	Coupe de l'acrotère	16
II.11	Illustration d'un voile en élévation	17
II.12	Surface afférente du poteau B2	20
II.13	Surface afférente du poteau C4 de la cage d'escalier	23
II.14	Surface afférente du poteau C4 à l'étage 10	23
II.15	Surface afférente du poteau F2 à l'étage 10	27
II.16	Surface afférente du poteau F2 à l'étage 9	27
II.17	Surface afférente du poteau F2 à l'étage 8	27
CHAPITRE III		
III.1	Schéma de Ferrailage de la dalle de compression	43
III.2	Schémas de ferrailage des poutrelles des étages courants [1-10]	43
III.3	Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse accessible	44
III.4	Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible	44
III.5	Schémas de ferrailage spécial des poutrelles de 5.62 m de long à tout les niveaux	44
III.6	Dalles pleines sur deux appuis	45
III.7	Section de ferrailage de la dalle pleine	45
III.8	Dalles pleines sur 3 appuis	47
III.9	Dalles pleines sur 4 appuis	48
III.10	Schémas de ferrailage des dalles sur 2 appuis	50
III.11	Schémas de ferrailage des dalles sur 3 appuis	51
III.12	Schémas de ferrailage des dalles sur 4 appuis	51
III.13	Schémas de ferrailage de la dalle d'ascenseur	51
III.14	Schémas de ferrailage des panneaux de dalles continus	51
III.15	Schéma de la volée et palier d'escalier EC	52
III.16	Schéma statique de l'escalier EC	52
III.17	Schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant	54
III.18	Schéma statique de la poutre palière	54
III.19	Schéma de ferrailage de la poutre palière	56

III.20	Schéma statique d'escalier RDC	57
III.21	Schéma de ferrailage de l'escalier du RDC	58
III.22	Schéma de ferrailage de la poutre brisée	60
III.23	Schéma de la poutre de chainage continue	61
III.24	Schéma de ferrailage de la poutre de chainage	62
III.25	Schéma de l'acrotère	62
III.26	Schéma statique de l'acrotère	63
III.27	Schéma de ferrailage de l'acrotère	65
Chapitre IV		
IV.1	Schéma de la disposition des voiles	69
IV.2	Premier mode de déformation (translation suivant y-y)	70
IV.3	Deuxième mode de déformation (translation suivant x-x)	70
IV.4	Troisième mode de déformation (torsion autour de z-z)	71
Chapitre V		
V.1	Section d'un poteau	80
V.2	Exemple de schéma de ferrailage des poteaux du RDC et 1 ^{er} étage	82
V.3	Exemple de schéma de ferrailage des poteaux du 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	82
V.4	Coupe en élévation d'un poteau du RDC	82
V.5	Les moments dans la zone nodale	86
V.6	Exemple de schéma de ferrailage des poutres principales du RDC et 1 ^{er} étage	87
V.7	Exemple de schéma de ferrailage des poutres secondaires du RDC et 1 ^{er} étage	87
V.8	Schéma de ferrailage des voiles $V_{x_{1,2}} = 1.2m$	94
V.9	Schéma de ferrailage du voile $V_{x_3} = 1.75m$	94
V.10	Schéma de ferrailage du voile $V_{y_1} = 1.2m$	94
V.11	Schéma de ferrailage du voile $V_{y_2} = 1.8m$	95
V.12	Coupe en élévation du voile $V_{y_2} = 1.8m$	95
Chapitre VI		
VI.1	Vue d'une semelle isolée	97
VI.2	Semelle filante SF1	97
VI.3	Vue en plan de la disposition des semelles filantes	98
VI.4	Coupe transversale d'une semelle filante	99
VI.5	Semelle sous voile	100
VI.6	Schéma statique de la poutre de libage	101
VI.7	Diagramme des moments dans la poutre de libage à l'ELU	101
VI.8	Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de libage à l'ELU	101
VI.9	Exemple de schéma de ferrailage de la semelle filante 1	104
VI.10	Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité	105
VI.11	Schéma de ferrailage de la longrine	106
VI.12	Schéma du voile périphérique	107
VI.13	Répartition des contraintes sur le voile périphérique	107
VI.14	Schéma de ferrailage du voile périphérique	108

Liste des tableaux

Tableau	Titres	Page
CHAPITRE I		
I.1	f_c en fonction du type d'acier	8
CHAPITRE II		
II.1	Pré-dimensionnement des panneaux de dalle du 9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	13
II.2	Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible	17
II.3	Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	17
II.4	Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant	18
II.5	Evaluation des charges dans les balcons	18
II.6	Evaluation des charges dans les murs extérieurs	18
II.7	Evaluation des charges dans l'acrotère	18
II.8	Evaluation des charges sur les volées	19
II.9	Evaluation des charges sur le palier	19
II.10	Descente de charges du poteau B2	23
II.11	Descente de charges du poteau C4	26
II.12	Récapitulatif des poids des différents panneaux de plancher supportés par le poteau F2	28
II.13	Vérification à la compression de tout les niveaux	29
II.14	Vérification au flambement du poteau B2 au différents niveaux	30
CHAPITRE III		
III.1	Les types de poutrelles des étages [1-8]	32
III.2	Les types des poutrelles de l'étage 9	33
III.3	Les types des poutrelles de l'étage 10	33
III.4	Les types des poutrelles de la terrasse inaccessible	33
III.5	Les types des poutrelles de la terrasse accessible	34
III.6	Les différentes combinaisons d'actions et calculs des charges	34
III.7	Les différentes sollicitations des poutrelles des étages [1-8]	35
III.8	Les différentes sollicitations des poutrelles de l'étage 9	36
III.9	Les différentes sollicitations des poutrelles de l'étage 10	36
III.10	Les différentes sollicitations des poutrelles de la terrasse inaccessible	37
III.11	Les différentes sollicitations des poutrelles de la terrasse accessible	37
III.12	Ferraillage des poutrelles des étages [1-10]	41
III.13	Evaluation de la flèche des poutrelles des étages [1-10]	41
III.14	Ferraillage des poutrelles de la terrasse accessible	42
III.15	Evaluation de la flèche des poutrelles de la terrasse accessible	42
III.16	Ferraillage des poutrelles de la terrasse inaccessible	42
III.17	Evaluation de la flèche des poutrelles de la terrasse inaccessible	43
III.18	Calcul des sollicitations et ferraillage des dalles sur 3 appuis	47
III.19	Vérification des contraintes dans le béton et l'acier des dalles sur 3 appuis	47
III.20	Calcul des sollicitations et ferraillage des dalles sur 4 appuis	48
III.21	Vérification des contraintes dans le béton des dalles sur 4 appuis	48
III.22	Calcul des sollicitations et ferraillage de la dalle d'ascenseur	49
III.23	Vérification des contraintes dans le béton et l'acier de la dalle d'ascenseur	49
III.24	Calcul des sollicitations et ferraillage des panneaux de dalles continus	50

III.25	Vérification des contraintes des panneaux de dalles continus	50
III.26	Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant	53
III.27	Calcul du ferrailage et les différents espacements	53
III.28	Vérification des contraintes dans le béton	54
III.29	Evaluation de la flèche de l'escalier d'étage courant	54
III.30	Calcul du ferrailage de la poutre palière	55
III.31	Evaluation de la flèche de la poutre palière	56
III.32	Calcul du ferrailage de l'escalier du RDC	57
III.33	Calcul du ferrailage de la poutre brisée	59
III.34	Vérification des contraintes dans le béton	60
III.35	Evaluation de la flèche de la poutre brisée	60
III.36	Calcul du ferrailage et vérification des contraintes	61
III.37	Evaluation de la flèche de la poutre de chaînage	62
III.38	Sollicitations de calcul de l'acrotère	63
Chapitre IV		
IV.1	Valeurs des pénalités P_q	68
IV.2	Périodes de vibration et taux de participation massique	72
IV.3	Vérification de l'interaction sous charges verticales	72
IV.4	Vérification de l'interaction sous charges horizontales	73
IV.5	Vérification de l'effort tranchant à la base	73
IV.6	Vérification des déplacements relatifs	74
IV.7	Vérification de l'effet P- Δ	75
IV.8	Vérification de l'effort normal réduit	76
Chapitre V		
V.1	Armature longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	78
V.2	Sollicitations dans les poteaux	79
V.3	Armatures longitudinales dans les poteaux	79
V.4	Les armatures transversales dans les poteaux	80
V.5	Vérification des contraintes dans le béton	81
V.6	vérification des sollicitations tangentes	81
V.7	Armatures longitudinales dans les poutres	83
V.8	Vérification des contraintes tangentielles	85
V.9	Vérification de l'état limite de compression du béton	85
V.10	Moment résistant dans les poteaux	86
V.11	Vérification de la zone nodale	87
V.12	Sollicitations maximales des voiles $V_{x_{1,2}}=1.2m$	89
V.13	Sollicitations maximales du voile $V_{x_3}=1.75m$	89
V.14	Sollicitations maximales du voile $V_{x_4}=2.7m$	89
V.15	Ferrailage des voiles $V_{x_{1,2}}=1.2m$	90
V.16	Ferrailage du voile $V_{x_3}=1.75m$	91
V.17	Ferrailage du voile $V_{x_4}=2.7m$	91
V.18	Sollicitations maximales du voile $V_{y_1}=1.2m$	91
V.19	Sollicitations maximales du voile $V_{y_2}=1.8m$	92
V.20	Sollicitations maximales du voile $V_{y_3}=1.6m$	92
V.21	Ferrailage du voile $V_{y_1}=1.2m$	92
V.22	Ferrailage du voile $V_{y_2}=1.8m$	93
V.23	Ferrailage du voile $V_{y_3}=1.6m$	93

Chapitre VI		
VI.1	Dimensionnement des différentes semelles filantes	99
VI.2	Les efforts sollicitant des différentes semelles filantes à l'ELU	100
VI.3	Résultats de ferrailage à l'ELU des différentes semelles filantes	102
VI.4	Résultats de ferrailage à l'ELA des différentes semelles filantes	103
VI.5	Choix de ferrailage des différentes semelles filantes	103
VI.6	Vérification des contraintes du béton et l'acier	103
VI.7	Vérification des contraintes de l'acier	104
VI.8	Vérification des contraintes du béton et l'acier	108

Symboles et notations

A_{ser}: Section d'aciers calculée à l'ELS

A_t: Section d'un cour d'armatures transversal

A: Coefficient d'accélération de zone

B: Aire d'une section de béton

Br: section réduite

B, b: La largeur (m)

C_γ: Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Cu: La cohésion du sol (KN/m²)

D: Facteur d'amplification dynamique moyen

ELS: Etat limite de service

ELU: Etat limite ultime

E: Module d'élasticité longitudinale

E_i: Module d'élasticité instantanée

E_s: Module d'élasticité de l'acier

e_v: épaisseur du voile

F: force ou action générale

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

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

F_{ji}: La flèche correspondant à j

F_{gi}: La flèche correspondant à g

F_{pi}: La flèche correspondant à p

F_{gv}: La flèche correspondant à g

ΔF_i: La flèche totale

F̄: La flèche admissible

G: Action permanente

H: Hauteur d'une section , hauteur d'ancrage d'une fondation (m)

h_t: Hauteur totale du plancher

h₀: Epaisseur de la dalle de compression

h_e: Hauteur libre d'étage

Symboles et notations

I: Moment d'inertie (m^4)

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

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

I_{pi}: Moment d'inertie correspondant à p

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

Q: Charge variable

q_u: Charge ultime

q_s: Charge de service

M: Moment en général

M_a: Moment sur appui

M_u: Moment ultime

M_{ser}: Moment de calcul de service

M_t: Moment en travée

M₀: Moment isostatique

M_i: Moment à l'appui i

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

M_j: Moment correspondant à j

M_g: Moment correspondant à g

M_q: Moment correspondant à q

N_s: Effort normal de service

N_u: Effort normal ultime

N: Effort normal dû aux charges verticales

R: Coefficient de comportement globale

S: Section, surface

S_r: Surface du radier (m^2)

St: Espacement des armatures

V: Effort tranchant

T₂: Période caractéristique

W: Poids propre de la structure

W_{Qi}: Charges d'exploitation

X, Y et Z: Coordonnées en général

Symboles et notations

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

d : Hauteur utile

e : Excentricité , épaisseur

f : Flèche

f_{bu} : Contrainte de compression du béton : n à l'ELU

f_e : Limite d'élasticité

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours exprimée en (MPa)

F_{ct} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours exprimée en (MPa)

h_t : Hauteur totale du radier

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_j : Contrainte correspondant à j

σ_g : Contrainte correspondant à g

σ_q : Contrainte correspondant à q

γ_b : Coefficient de sécurité

γ_s : Coefficient de sécurité

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

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

q : Chargement KN/ml

τ_{adm} : Valeur de cisaillement limite donnée par le BAEL (MPa)

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa)

η : Facteur d'amortissement

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

λ_i : Coefficient instantané

λ_v : Coefficient différé

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques de conceptions et calculs de diverses structures (bâtiments d'habitation, ponts, hangar...). Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'un bon comportement c'est à dire, une bonne rigidité et une résistance suffisante vis-à-vis des différentes sollicitations, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la durabilité de l'ouvrage.

L'Algérie est située au centre de l'affrontement des plaques africaine et euro-asiatique, elle est donc sujette à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué le pays au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et dégâts matériels importants.

Pour mieux se protéger contre d'éventuelles activités sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène qui est à l'origine de mouvements violents du sol.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'études, porte sur l'étude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation situé à Bejaia (zone sismique IIa) ,de hauteur dépassant les 14 m , contreventé par un système mixte (voiles portiques) .

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.R. BC 2.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in-situ.

Le plan de travail est le suivant

- Le premier chapitre est consacré aux généralités de la structure et son milieu d'implantation.
- Le deuxième chapitre porte sur le pré-dimensionnement des éléments structuraux
- Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires (plancher, escalier, acrotère)
- Le quatrième chapitre, pour l'étude sismique .
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments structuraux .
- Le sixième et dernier chapitre porte sur l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail

Chapitre I

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+10 à usage d'habitation, classé en groupe d'usage 2 (la structure ne dépasse pas les 48 m de hauteur, et n'abrite pas plus de 300 personnes),c'est donc un ouvrage d'importance moyenne suivant les critères de classification du RPA99/version 2003.

L'ouvrage est situé à Ighil N'Said, wilaya de Bejaia, qui est une zone IIa (zone de sismicité moyenne d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie).

La structure est irrégulière en plan et en élévation car elle présente des décrochements assez significatifs .

I.2. Caractéristique de la structure

I.2.1. Caractéristiques géométriques

Largeur en plan.....	18.80m.
Longueur en plan.....	19.28m.
Hauteur totale du bâtiment	37.30m.
Hauteur du RDC.....	4.30m.
Hauteur des étages courants.....	3m.

I.2.2. Données de site

- L'étude géotechnique et les divers essais (sondages pénétrométriques et carottés, essais au laboratoires), ainsi que les observations visuelles sur site montrent que le terrain est essentiellement constitué d'argiles schisteuses marron et des schistes ,et ne représente aucun signe de glissement.
- La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma} = 2.6$ bar
- Le site est classé dans la catégorie **S2** (site ferme).
- Le rapport géotechnique préconise un ancrage minimal des fondations $D=2m$.

I.2.3. Description structurale : La structure étudiée comporte

a) Les planchers : constitués de corps creux (hourdis) sur lequel on coule une petite dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission et la répartition des forces agissants dans son plan aux éléments de résistance verticaux.



Fig I.1 Façade principale.

b) Les escaliers : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre, la structure étudiée comporte des escaliers droits à trois volées.

c) Les maçonneries

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 et 10 cm séparées par une lame d'air de 5cm.
- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

d) L'acrotère : Est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse inaccessible.

e) Les balcons : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

f) L'infrastructure : Elle assure les fonctions suivantes

- La transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- La limitation des tassements différentiels

I.3. Règlements et normes utilisés

- RPA99 /version 2003.
- CBA93.
- DTR B.C.2.2.
- BAEL91/version 99.
- DTR BC2.33.2.

I.4. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites

On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les ouvrages et les éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues, et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsque une condition requise d'une construction est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle ; on distingue

a) Etats Limites de Service (ELS) : Sont ceux qui mettent en cause le comportement de la construction en exploitation, on distingue deux cas: Ouverture des fissures et Déformation des éléments.

b) Etats Limites Ultime (ELU) : Sont ceux qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement l'effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérés comme une ruine. On distingue

- Equilibre statique
- Résistance d'un élément de la construction
- Stabilité de forme(flambement)
- La fatigue.

I.4.1. Les hypothèses de calcul à l'ELU : CBA93 (article A.4.3.2)

- Conservation des sections planes.
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
- L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
- Le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte-déformation de calcul (figure I.5).
- Pour le comportement du béton, on adoptera le diagramme rectangulaire simplifié (Figure I.3) (Car la section n'est que partiellement comprimée).
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

I.4.2. Les hypothèses de calcul à l'ELS : BAEL91 (article IV.1)

- Les sections planes restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- Le béton tendu est négligé.
- L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
- L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est égale à 15.

I.5. Actions et sollicitations

I.5.1. Les actions: On appelle actions, les forces et les couples de forces dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue

- Les actions permanentes notées G, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que
 - Le poids propre de la structure.
 - La poussée des terres et liquides.

- Les poids volumiques et surfaciques des différents matériaux.
- Les actions variables, notées Q, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que
 - Les charges d'exploitations.
 - Les charges climatiques (neige, vent).
 - Les charges dues à l'effet de température.
 - Les charges appliquées en cours d'exécution.
 - Les actions accidentelles, notées F_A provenant de phénomènes rares, tels que les séismes et chocs.

Valeurs de calcul des actions: Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

I.5.1.1. Combinaisons d'actions à l'ELU

• **Situation durable ou transitoire:** On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est

$$1,35G_{max}+G_{min}+1,5Q_1+ \sum 1,3\psi_{0i}Q_i \text{ avec}$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant (coefficient de pondération).

• **Situation accidentelle**

$$1,35G_{max}+G_{min}+F_A+\psi_{1i} Q_1+\sum \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i}Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i}Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

I.5.1.2. Combinaisons d'actions à l'ELS

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

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température. Avec

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

I.5.2. 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.6. Caractéristique des matériaux

I.6.1. Le béton

I.6.1.1. Définition: Le béton est fabriqué à partir d'un mélange de qualité convenable et dans des proportions bien définies de ciment, de granulats (sables et gravillons) et de l'eau et éventuellement de produits d'adition.

I.6.1.2. Résistance caractéristique du béton

a) Résistance caractéristique en compression f_{cj} : 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 notée « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. 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.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

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

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

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

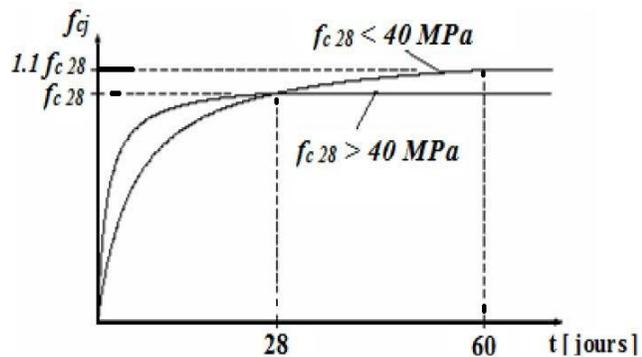


Fig I.2 Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

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

b) Résistance à la traction f_{tj} : 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

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

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

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

I.6.1.3. Module de déformation longitudinale du béton

On distingue les module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentent approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois fois le module différé. $E_{ij} = 3E_{vj}$.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

I.6.1.4. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale. on prend $\nu=0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et $\nu=0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS (Art A.2.1,3 BAEL91).

I.6.1.5. Module d'élasticité transversale

Il est donné par : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ avec

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

I.6.1.6. Contrainte limite

a) Etat limite ultime

• Contrainte ultime de compression

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme

parabole- rectangle suivant

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec}$$

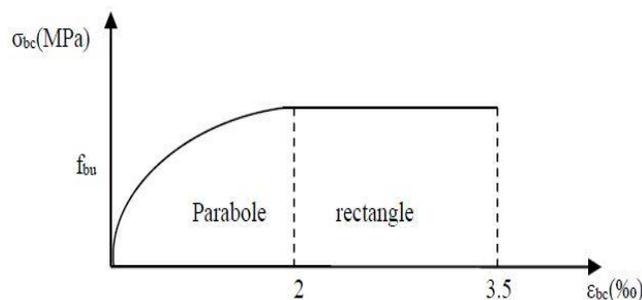


Fig I.3 Diagramme des contraintes du béton.

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

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

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \\ f_{bu} = 18,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

• Contrainte ultime de cisaillement

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

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$ pour une fissuration peu nuisible. $\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$

$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$ pour une fissuration préjudiciable. $\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$

b) Etat limite de service: Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

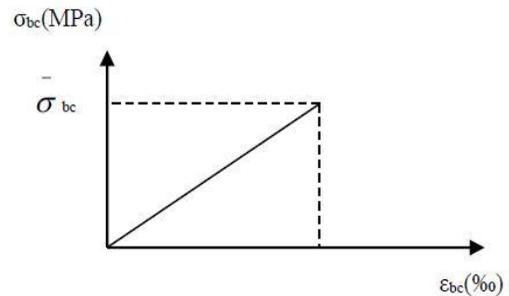


Fig I.4 Diagramme des contraintes limite du béton.

I.6.2.L'acier

I.6.2.1.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.

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est : $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$.

I.6.2.2.Résistance caractéristique de l'acier

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité F_e .

Armatures utilisés	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
Fe (MPa)	215	235	400	500	500	500

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

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de type 1(FcE400).

I.6.2.3. Contrainte limite

a) **Etat limite ultime:** Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation suivant

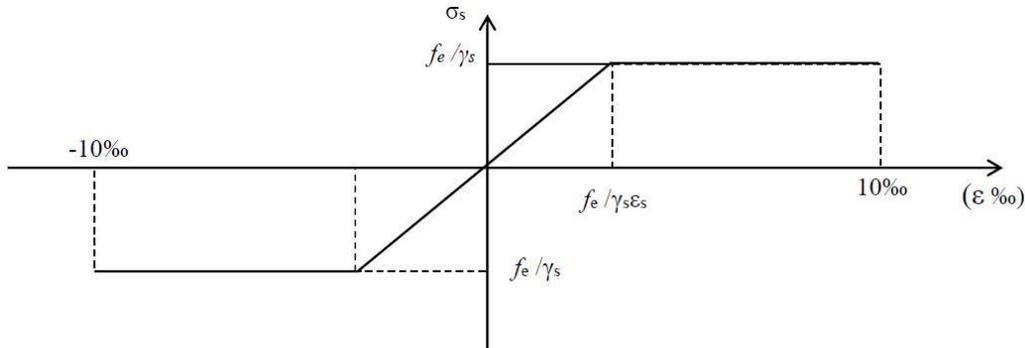


Fig I.5 Diagramme contrainte déformation de l'acier

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}$ avec

$E_s = 200\ 000$ MPa.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable ou transitoire.

b) **Etat limite de service :** Nous avons pour cet état :

- Fissuration peu nuisible.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les armatures de hautes adhérences (HA).} \end{array} \right.$$

I.7 Hypothèses de calcul

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- $E_{vj} = 10818,86$ MPa.
- $E_{ij} = 32456.60$ MPa.
- $f_e = 400$ MPa.

Chapitre II

II.1 : Introduction

Le pré-dimensionnement a pour objectif de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux conditions dictées par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

Le pré-dimensionnement se fera sur l'étage moyen (étage 5)

II.2. Pré dimensionnement des éléments

II.2.1.Planchers : on distingue deux types de planchers:

II.2.1.1plancher à corps creux :

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

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \text{CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

L_{\max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

$$\text{AN: } ht \geq \frac{5.62-0.35}{22,5} \rightarrow ht \geq 0.234\text{m} \quad \text{on opte pour un plancher } (20+5)= 25\text{cm}.$$

Avec : $h_{cc} = 20 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 5 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

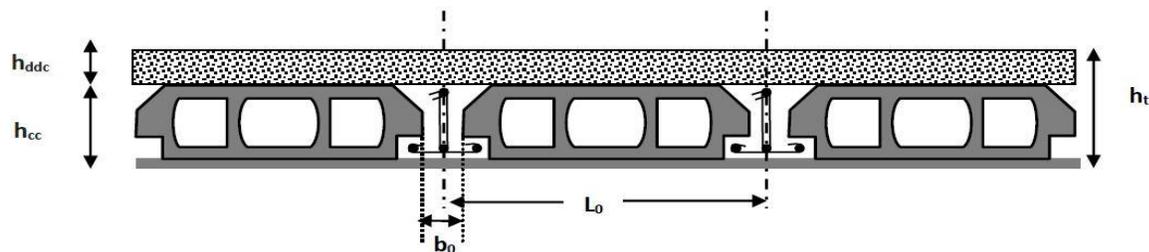


Fig.II.1 Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

II.2.1.2 Les poutrelles

a) Définition

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

b) Disposition des poutrelles : La disposition des poutrelles se fait selon deux critères .

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

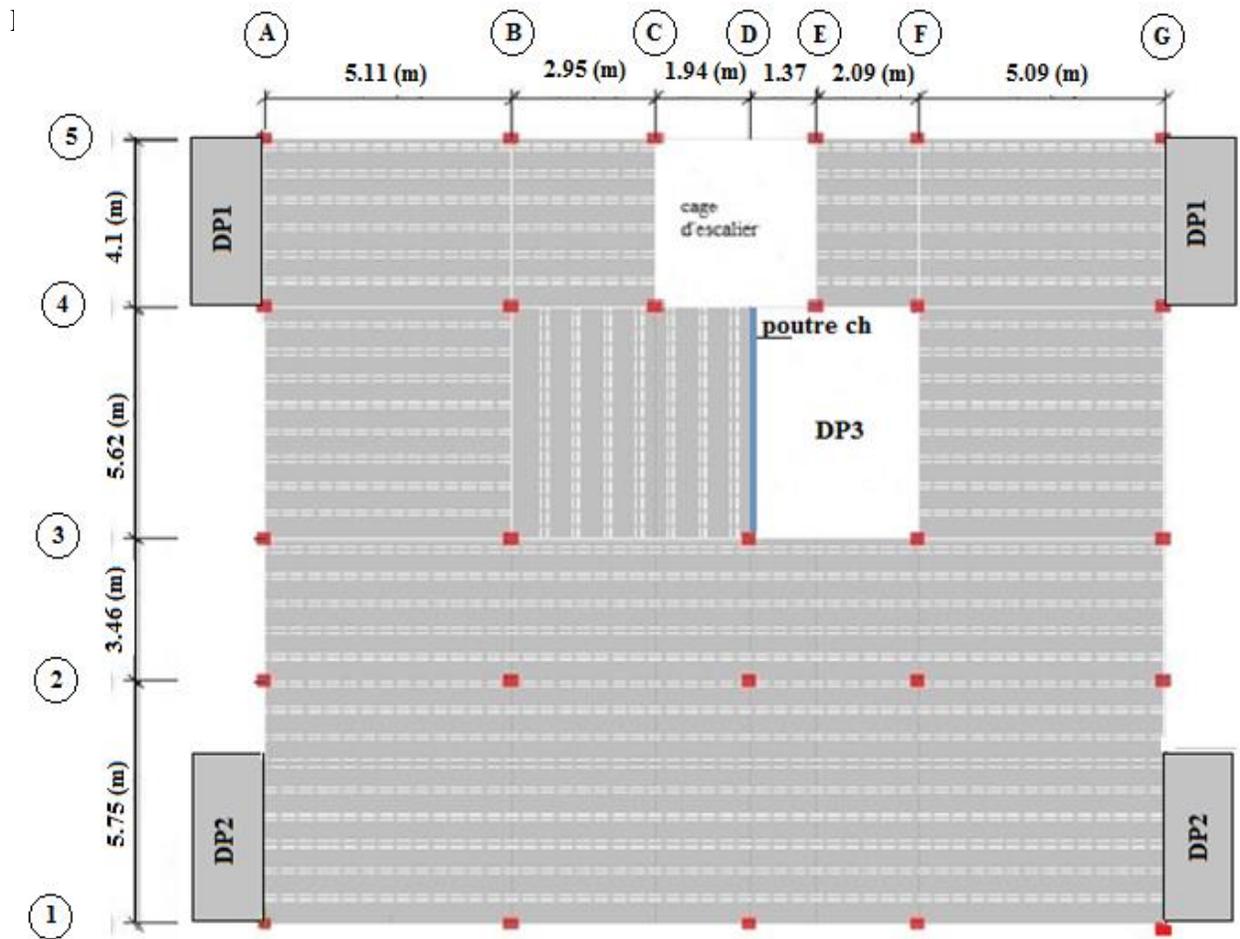


Fig.II.2 Schéma de la disposition des poutrelles.

c) Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \quad (\text{CBA .Art 4.1.3})$$

b : Largeur de la table de compression.

l_x : Distance entre nus des deux poutrelles.

$$l_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm.}$$

l_y : la longueur minimale d'une travée dans le

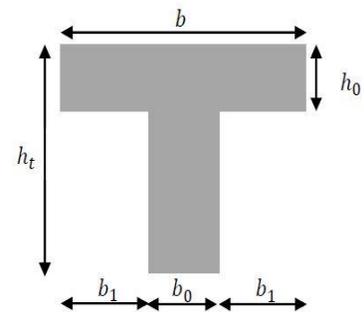


Fig. II.3 Coupe transversale d'une poutrelle

sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 209 - 35 = 174 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \rightarrow b_1 \leq 17.4 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 \rightarrow b \leq 2 \times 17.4 + 10 = 44.8 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad b = 40 \text{ cm}$$

II.2.1.3 Planchers en dalle pleine

Les dalles pleines sont dimensionnées suivant certains critères qui sont

a) Critère de résistance

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis sont les suivantes

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

Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou trois et quatre appuis avec

$$\rho \leq 0.4 \rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou trois et quatre appuis avec

$$\rho > 0.4 \rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x : la petite portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

L_y : la grande portée entre nus d'appuis du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

b) Résistance au feu

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu, et $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

Notre structure comporte trois types de dalles pleines :

- Deux dalles sur 03 appuis (DP1) dont les dimensions sont considérablement proches

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.7 - 0.175}{4.1 - 0.35} = 0.407 > 0.4 \quad \text{la dalle travaille selon les deux sens}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow e = 3.5 \text{ cm}$$

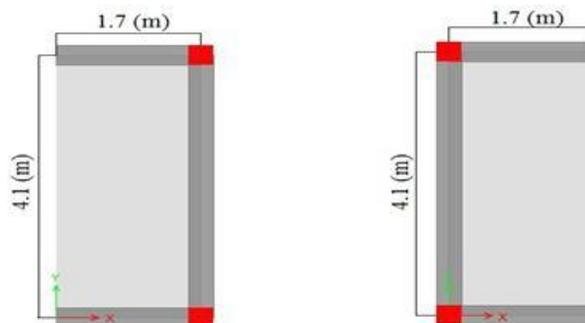


Fig. II.4 Dalles sur 3 appuis

- Deux dalles sur 02 appuis perpendiculaires (DP2)

$$\rho = \frac{1.7-0.175}{4.06-0.175} = 0.39 < 0.4$$

la dalle travaille selon un seul sens

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow e = 5\text{cm}$$

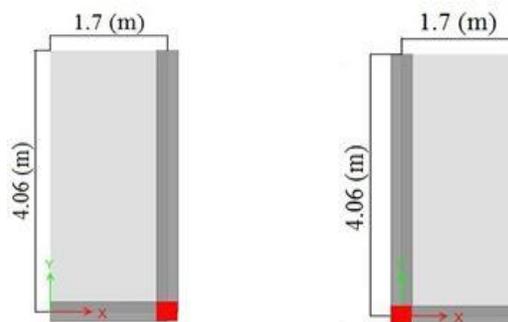


Fig. II.5 Dalles sur 2 appuis

- Dalles sur quatre appuis (DP3)

dalle de la cage d'ascenseur:

$$\rho = \frac{2.05}{2.1} = 0.97 > 0.4$$

la dalle travaille selon les deux sens

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow e = 5\text{cm}$$

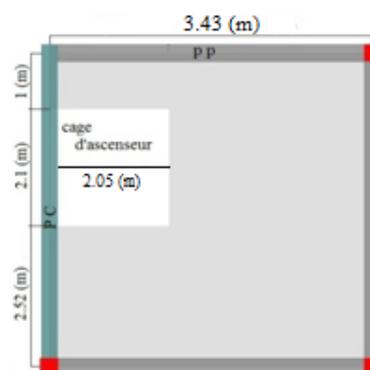


Fig. II.6 Dalle sur 4 appuis

.Panneaux de dalles de la terrasse (étage 9 et 10):

Panneau	L _x (cm)	L _y (cm)	P	e (cm)
D1	65	375	0.173	2
D2	65	527	0.123	2
D3	65	311	0.209	2
D4	65	540	0.120	2
D1'	106	375	0.282	3.5
D2'	106	527	0.201	3.5
D3'	106	311	0.341	3.5
D4'	106	540	0.196	3.5

Tableau. II.1 pré-dimensionnement des panneaux de dalles du 9^{ème} et 10^{ème} étage

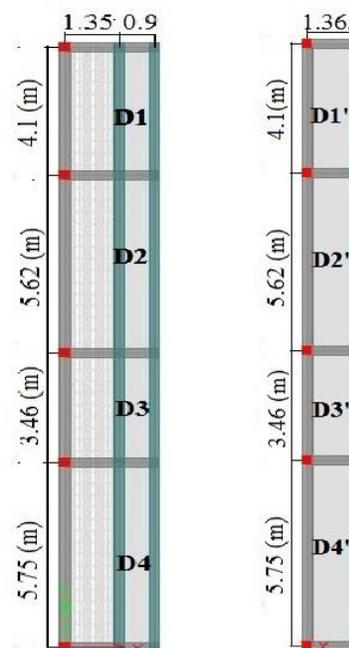


Fig. II.7 panneaux de dalles du 9^{ème} et 10^{ème} étage

après application du critère de coupe feu (pour deux heures de coupe feu $e \geq 11$ cm)

on prend $e=15$ cm pour les dalles reposant sur 2 appuis .

$e=16$ cm pour les dalles reposant sur 3 appuis.

$e=20$ cm pour la dalle au niveau de la cage d'ascenseur reposant sur 4 appuis.

II.2.2. Les Escaliers

La structure étudiée comporte deux types d'escaliers, un escalier droit à deux volées et un escalier tournant.

II.2.2.1. Pré-dimensionnement des escaliers

Pour garantir le fonctionnement de l'escalier dans les meilleures conditions de confort, ces conditions doivent être vérifiées :

-La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.

-La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.

-La formule empirique de **BLONDEL**:

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \quad \text{avec } g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

H : hauteur d'étage.

L_0 : longueur projetée de la volée.

$n-1$: nombre de marches

n : nombre de contre marches.

L : longueur de la volée

Type 1: Escalier d'étage courant

$H= 3.00$ m

$h = 17$ cm

$g = 30$ cm

Nombre de contre marche $n = \frac{H_0}{h} \rightarrow \frac{300}{17}$

$n = 18$ nombres de contre marches.

$n - 1 = 17$ nombre de marches.

Vérification de la relation de **Blondel** :

$2h + g = 34 + 30 = 64 \rightarrow$ Vérifiée

Épaisseur de la paillasse :

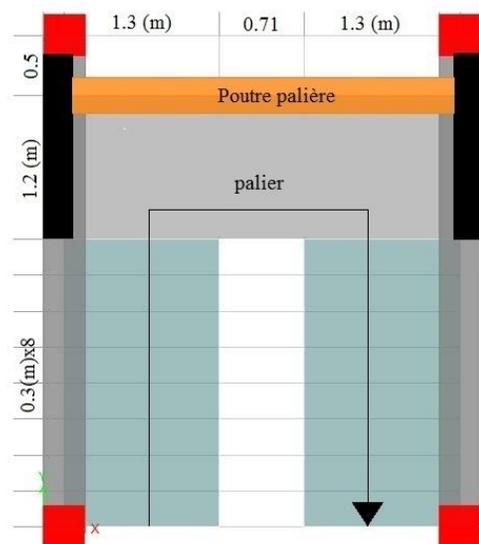


Fig. II.8 Schéma d'escalier des étages courants

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \text{condition de flèche}$$

$$L = L_1 + L_2 = \sqrt{150^2 + 240^2} + 120 = 4.03\text{m}$$

$$13.43 \leq e \leq 20.15$$

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu, On prend $e = 18\text{ cm}$

$$\text{Calcul de l'angle d'inclinaison de la volée : } \tan \alpha = \frac{150}{240} \rightarrow \alpha = 32^\circ$$

Type 2: Escalier reliant le RDC à étage 1 (tournant)

$$L = \sqrt{3.60^2 + 1.892^2} = 4.07\text{m} .$$

$$H = 4.30\text{m}$$

$$h = 17\text{ cm}$$

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

Nombre de contre marches

$$n = \frac{H}{h} \rightarrow n = \frac{4.30}{17} = 25 \text{ contre-marches}$$

$$n-1=24 \text{ marches}$$

Vérification de la relation de Blondel :

$$2h + g = 34 + 30 = 64\text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 13.56 \leq e \leq 20.35 \text{ on prend } e=18\text{ cm}$$

$$\text{Calcul de l'angle d'inclinaison de la poutre brisée : } \tan \alpha = \frac{17.2 \times 5}{331} = \frac{86}{331} \rightarrow \alpha = 14.56^\circ$$

$$\text{Calcul de l'angle d'inclinaison de la volée : } \tan \alpha = \frac{189.2}{360} \rightarrow \alpha = 27.72^\circ$$

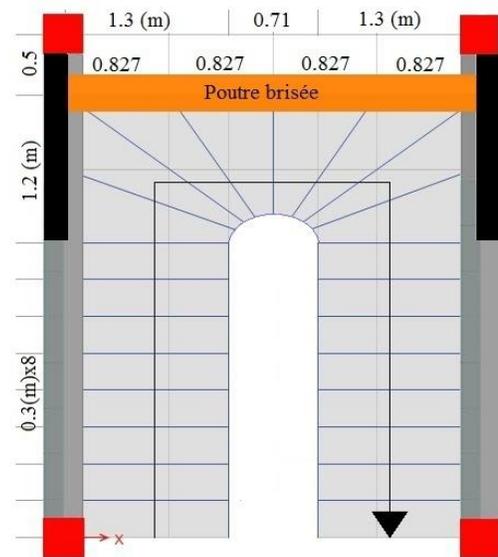


Fig. II.9 Schéma d'escalier du RDC

II.2.3. L'acrotère

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique Fp.

Calcul de la section de l'acrotère :

Terrasse inaccessible : H=70cm

$$S = (0.7 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1) / 2$$

$$S = 0.0785 \text{ m}^2$$

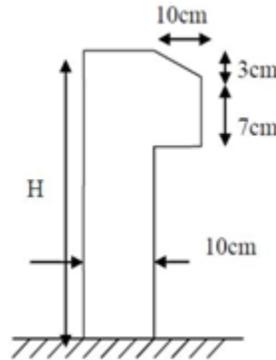


Fig. II.10 Coupe de l'acrotère

II.3. Eléments principaux

II.3.1.les poutres

II.3.1.1.Poutres principales

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

h : hauteur de la poutre.

on suppose des poteaux de (30*30)cm²

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis (L_{max}=575-30=545cm)

$$\frac{545}{15} \leq h \leq \frac{545}{10} \rightarrow 36 \leq h \leq 54$$

on prend b x h = (35 x 45) cm²

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

b ≥ 20cm condition vérifiée.

h ≥ 30cm condition vérifiée.

h/b = 45/35 = 1.28 < 4 condition vérifiée.

II.3.1.2.Poutres secondaires

L_{max}: portée maximale entre nus d'appuis (L_{max}=511-30=481cm)

$$\frac{481}{15} \leq h \leq \frac{481}{10} \rightarrow 32 \leq h \leq 48.1$$

on prend: b x h = (35 x 40) cm²

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

II.3.2.les voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e > \max\left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right] \quad (\text{Art 7.7.1 RPA 99/2003})$$

h_e: hauteur libre d'étage

$$e > \max\left[\frac{255}{20}; 15\text{cm}\right] \quad e > 15\text{cm pour l'étage courant}$$

$$e > \max\left[\frac{385}{20}; 15\text{cm}\right] \quad e > 19.25 \text{ cm pour le RDC}$$

on prend une épaisseur $e=15 \text{ cm}$ pour les étages courants et $e=20 \text{ cm}$ pour le RDC

$$L > 4e \rightarrow L > 1\text{m} \text{ on prend } L= 1.2\text{m}$$

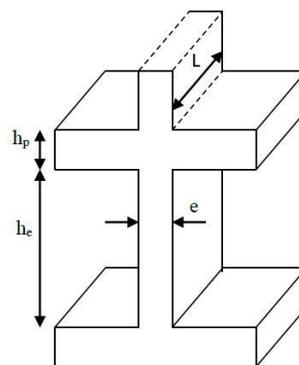


Fig. II.11 Illustration d'un voile en élévation

II.4. Evaluation des charges et des surcharges

II.4.1.Planchers

A) Plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.020	20	0.4
Mortier de pose	0.020	20	0.4
Forme de pente	0.07	22	1.54
Multicouche d'étanchéité	0.020	6	0.12
Isolation thermique	0.040	0.25	0.01
Plancher à corps creux (20+5)	0.25	14.25	3.56
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15

Tableau II.2 Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible

- La charge permanente totale est $G_{\text{terr acc}}=6.18\text{KN/m}^2$

B)Plancher terrasse inaccessible : (toiture de la cage d'escalier)

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.050	20	1
Multicouche d'étanchéité	0.020	6	0.12
Isolation thermique	0.040	0.25	0.01
Plancher à corps creux (20+5)	0.25	14.25	3.56
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Forme de pente	0.07	22	1.54

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

- La charge permanente totale est $G_{\text{terr inacc}}=6.38 \text{ KN/m}^2$

C) Plancher étage courant

Désignation des éléments	e (m)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation	0.100	10	1.00

Carrelage	0.020	20	0.40
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Lit de Sable	0.020	18	0.36
Plancher à corps creux (20+5)	0.25	14.25	3.56
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15

Tableau II.4 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

- La charge permanente totale est $G_{\text{étage}} = 5.87 \text{ KN/m}^2$

II.4.2. Les balcons

Désignation des éléments	e (m)	$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Carrelage	0.020	20	0.40
Mortier de pose	0.020	20	0.40
Lit de Sable	0.020	18	0.36
Enduit de ciment	0.020	18	0.36

Tableau II.5 Evaluation des charges dans les balcons.

- La charge permanente totale est $G_{\text{balcon}} = 5.27 \text{ KN/m}^2$

II.4.3. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

Désignation des éléments	e (m)	$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.015	18	0.15
Briques creuses	0.15	/	1.30
Lame d'air	0.05	/	0.00
Briques creuses	0.10	/	0.90
Enduit de ciment	0.02	18	0.36

Tableau II.6 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

- La charge permanente totale est $G_{\text{mur}} = 2.83 \text{ KN/m}^2$

II.4.4 L'acrotère

Désignation des éléments	e (m)	S(m ²)	$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	Poids (KN/m)
Poids propre de l'acrotère	0.01	0.0785	25	1.96
Enduit de ciment interieur	0.015	0.0105	20	0.21
Enduit de ciment exterior	0.02	0.014	20	0.28

Tableau II.7 Evaluation des charges dans l'acrotère.

- La charge permanente totale qu'on a est $G_{\text{acc}} = 2.45 \text{ KN/m}^2$

II.4.5 Escaliers

A) Charges des volées:

Type	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	$\gamma \text{ (KN/m}^3\text{)}$	Poids(KN/m ²)
	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0.4

RDC	Revêtement en carrelage vertical	$0.02 \cdot h/g$	20	0.23
	Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.4
	Mortier de pose vertical	$0.02 \cdot h/g$	20	0.23
	Marches	$h/2$	22	1.89
	Paillasse	$0.18/\cos\alpha$	25	5.08
	Garde-corps	/	/	0.6
	Enduit en plâtre	$0.02/\cos\alpha$	10	0.22
Total	/	/	/	9.05
EC	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	20	0.4
	Revêtement en carrelage vertical	$0.02 \cdot h/g$	20	0.22
	Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.4
	Mortier de pose vertical	$0.02 \cdot h/g$	20	0.22
	Marches	$h/2$	22	1.83
	Paillasse	$0.18/\cos\alpha$	25	5.31
	Garde-corps	/	/	0.6
Enduit en plâtre	$0.02/\cos\alpha$	10	0.23	
Total	/	/	/	9.21

Tableau II.8 Evaluation des charges sur les volées.

B) Charges des paliers

Type	Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
EC	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
	Mortier de pose	0.02	20	0.4
	Lit de sable	0.02	18	0.36
	Dalle pleine	0.18	25	4.5
	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Total	/	/	/	5.86

Tableau II.9 Evaluation des charges sur le palier.

II.5.Descente des charges :

On fixe les sections des poteaux comme suit :

RDC : 50 x 50 Cm²

1^{er} ; 2^{ème} étages : 45x50 Cm²

3^{ème} ; 4^{ème} étages: 45x45 Cm²

5^{ème} ; 6^{ème} étages: 40x45 Cm²

7^{ème} ; 8^{ème} étages: 40x40 Cm²

9^{ème} ; 10^{ème} étage: 35x40 Cm²

Notation: C C: corps creux

D P: dalle pleine

E C: étage courant

T I: terrasse inaccessible

T A: terrasse accessible

Pré dimensionnement du poteau B2

$$S1=3.689\text{m}^2; S2=3.518\text{m}^2; S3=6.426\text{m}^2; S4=6.129\text{m}^2$$

$$S_{\text{poutres}}= 0.35(2.38+2.27+1.55+2.7)=3.115\text{m}^2$$

$$S_{\text{aff.G}}= 19.762\text{m}^2; S_{\text{aff.Q}}= 22.877\text{m}^2$$

Poids des poutres:

a) Principales : $G_{pp}= 25*0.45*0.35(1.55+2.7)=16.734 \text{ KN}$

b) Secondaires: $G_{ps}= 25*0.40*0.35(2.38+2.27)=16.275 \text{ KN}$

Poids du plancher :

a) Terrasse accessible: $G_{TA}= 6.18*19.762=122.129 \text{ KN}$

b) Etage courant: $G_{EC}= 5.87*19.762=116.002 \text{ KN}$

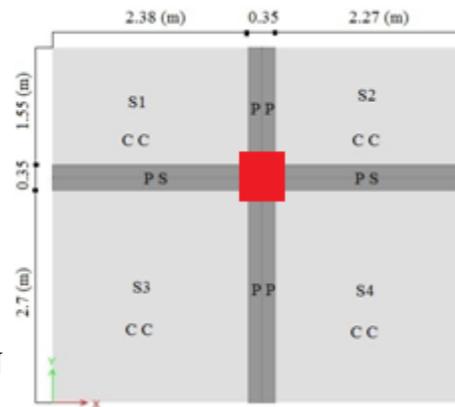


Fig. II.12 Surface afférente du poteau B2

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et Surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

La loi de dégression:

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit de la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment avec:

$$Q=1 \text{ KN/m}^2 \text{ (pour une terrasse inaccessible)}$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (pour un étage courant ou une terrasse accessible)}$$

$$Q=2.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (pour l'escalier)}$$

$$Q=3.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (pour les balcons)}$$

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

sous la terrasse : Q_0 .

- sous le premier étage à partir du sommet ($i=1$) : Q_0+Q_1 .

- sous le deuxième étage ($i=2$) : $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$.

- sous le troisième étage ($i=3$) : $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$.

- sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.

-Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (B2) sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N11	Plancher (20+5) TA	122.129	Q0
	poteau(35x40)	10.5	
	poutres principales (35x45)	16.73	
	poutres secondaires (35x40)	16.27	
Total		165.63	34.31
N10	N101	165.63	Q0+Q1
	Plancher (20+5) EC	116.002	
	poteau(35x40)	10.5	
	poutres principales (35x45)	16.73	
Total		325.13	68.63
N9	N10	325.13	Q0+0.95(Q1+Q2)
	Plancher (20+5) EC	116.002	
	poteau(40x40)	12	
	poutres principales (35x45)	16.73	
Total		486.13	99.51
N8	N9	486.13	Q0+0.9(Q1+Q2+Q3)
	Plancher (20+5) EC	116.002	
	poteau(40x40)	12	
	poutres principales (35x45)	16.73	
Total		647.13	126.96
N7	N8	647.13	Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)
	Plancher (20+5) EC	116.002	

	poteau(40x45)	13.5	
	poutres principales (35x45)	16.73	
	poutres secondaires (35x40)	16.27	
Total		809.63	150.98
N6	N7	809.63	
	Plancher (20+5) EC	116.002	
	poteau(40x45)	13.5	$Q0 + \frac{3+5}{2 \times 5} (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$
	poutres principales (35x45)	16.73	
	poutres secondaires (35x40)	16.27	
Total		972.13	171.57
N5	N6	972.13	
	Plancher (20+5) EC	116.002	
	poteau(45x45)	15.19	$Q0 + \frac{3+6}{2 \times 6} (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$
	poutres principales (35x45)	16.73	
	poutres secondaires (35x40)	16.27	
Total		1136.32	188.73
N4	N5	1136.32	
	Plancher (20+5) EC	116.002	
	poteau(45x45)	15.19	$Q0 + \frac{3+7}{2 \times 7} (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6$
	poutres principales (35x45)	16.73	$+Q7)$
	poutres secondaires (35x40)	16.27	
Total		1300.52	205.89
N3	N4	1300.52	
	Plancher (20+5) EC	116.002	
	poteau(45x50)	16.87	$Q0 + \frac{3+8}{2 \times 8} (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6$
	poutres principales (35x45)	16.73	$+Q7+Q8)$
	poutres secondaires (35x40)	16.27	
Total		1466.39	223.05
N2	N3	1466.39	
	Plancher (20+5) EC	116.002	$Q0 + \frac{3+9}{2 \times 9} (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6$
			$+Q7+Q8+Q9)$

	poteau(45x50)	16.87	
	poutres principales (35x45)	16.73	
	poutres secondaires (35x40)	16.27	
Total		1632.26	240.20
N1	N2	1632.26	$Q0 + \frac{3+10}{2 \times 10} (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6 + Q7+Q8+Q9+Q10)$
	Plancher (20+5) EC	116.002	
	poteau(50x50)	26.87	
	poutres principales (35x40)	16.73	
	poutres secondaires (35x35)	16.27	
Total		1808.14	257.36

Tableau II.10 Descente de charges du poteau B2

Pré dimensionnement du poteau C4

plancher cage d'escalier

$$S1=2.78m^2$$

Surface des poutres

$$S = (1.48 + 1.88)0.35 = 1.18m^2$$

Poids des poutres:

$$\text{Principales: } P_{pp} = 25[0.35 \times 0.45(1.88)] = 7.40 \text{ KN}$$

$$\text{Secondaires: } P_{ps} = 25[0.35 \times 0.4(1.48)] = 5.18 \text{ KN}$$

$$S_{\text{aff G}}=2.78m^2; S_{\text{aff Q}}=3.96m^2$$

étage 10

$$S1=2.44m^2; S2=2.44m^2; S3=3.42m^2; S4=3.89m^2$$

Surface des poutres revenant au CC:

$$S_{P_{CC}} = 0.35(1.3 + 2.63) + \frac{0.35}{2}(1.88 + 1.48) = 1.96m^2$$

Surface des poutres revenant à la volée en DP:

$$S_{P_{DPP}} = \frac{0.35}{2}(1.88 + 1.48) = 0.59m^2$$

Poids des poutres: Principales: $P_{pp} = 23.58\text{KN}$

Secondaires: $P_{ps} = 4.55 \text{ KN}$

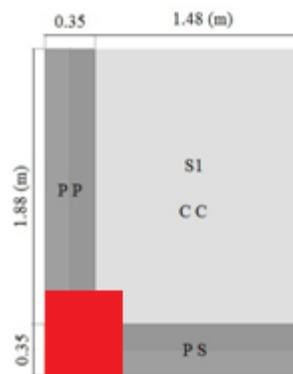


Fig. II.13 Surface afférente du poteau C4 de la cage d'escalier

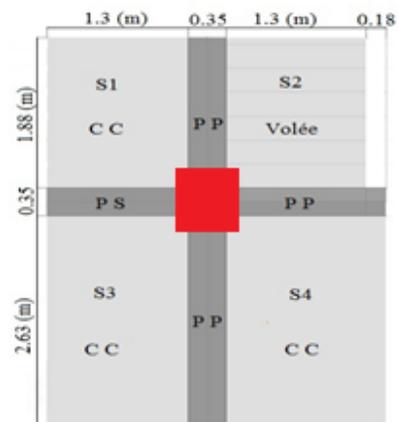


Fig. II.14 Surface afférente du poteau C4 à l'étage 10

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (C4) sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N12	Plancher (20+5) TI	17.74	Q0
	Poteau(35x35)	9.19	
	Poutres principales(35x45)	7.4	
	Poutres Secondaires(35x40)	5.18	
Total		39.51	3.96
N11	N12	39.51	Q0+Q1
	Plancher (20+5) TA	60.26	
	volée	22.47	
	poteau(35x40)	10.5	
	poutres principales (35x45)	23.58	
	poutres secondaires (35x40)	4.55	
Total		160.87	29.1
N10	N11	160.87	Q0+0.95(Q1+Q2)
	Plancher (20+5) EC	57.23	
	volée	22.47	
	poteau(35x40)	10.5	
	poutres principales (35x45)	23.58	
	poutres secondaires (35x40)	4.55	
Total		279.2	51.73
N9	N10	279.2	Q0+0.9(Q1+Q2+Q3)
	Plancher (20+5) EC	57.23	
	volée	22.47	
	poteau(40x40)	12	
	poutres principales (35x45)	23.58	
	poutres secondaires (35x40)	4.55	
Total		399.03	71.84
N8	N9	399.03	Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)

	Plancher (20+5) EC	57.23	
	volée	22.47	
	poteau(40x40)	12	
	poutres principales (35x45)	23.58	
	poutres secondaires (35x40)	4.55	
Total		518.86	89.44
N7	N8	518.86	
	Plancher (20+5) EC	57.23	
	volée	22.47	
	poteau(40x45)	13.5	
	poutres principales (35x45)	23.58	
	poutres secondaires (35x40)	4.55	
Total		640.19	104.52
N6	N7	640.19	
	Plancher (20+5) EC	55.23	
	volée	22.47	
	poteau(40x45)	13.5	
	poutres principales (35x45)	23.58	
	poutres secondaires (35x40)	4.55	
Total		761.52	117.09
N5	N6	761.52	
	Plancher (20+5) EC	57.23	
	volée	22.47	
	poteau(45x45)	15.19	
	poutres principales (35x45)	23.58	
	poutres secondaires (35x40)	4.55	
Total		884.54	129.66
N4	N5	884.54	
	Plancher (20+5) EC	57.23	
	volée	22.47	

	poteau(45x45)	15.19	
	poutres principales (35x45)	23.58	
	poutres secondaires (35x40)	4.55	
Total		1007.56	142.23
N3	N4	1007.56	
	Plancher (20+5) EC	57.23	$Q0 + \frac{3+9}{2 \times 9} (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6 + Q7+Q8+Q9)$
	volée	22.47	
	poteau(45x50)	16.87	
	poutres principales (35x45)	23.58	
	poutres secondaires (35x40)	4.55	
Total		1132.26	
N2	N3	1132.26	
	Plancher (20+5) EC	57.23	$Q0 + \frac{3+10}{2 \times 10} (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6 + Q7+Q8+Q9+Q10)$
	volée	22.47	
	poteau(45x50)	16.87	
	poutres principales (35x45)	23.58	
	poutres secondaires (35x40)	4.55	
Total		1256.96	
N1	N2	1256.96	
	Plancher (20+5) EC	57.23	$Q0 + \frac{3+11}{2 \times 11} (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6 + Q7+Q8+Q9+Q10+Q11)$
	volée	22.47	
	poteau(50x50)	26.87	
	poutres principales (35x45)	23.58	
	poutres secondaires (35x40)	4.55	
Total		1391.66	

Tableau II.11 Descente de charges du poteau C4

Pré dimensionnement du poteau F2

Etage 10:

$$S1=2.40m^2; S2=4.18m^2; S3=1.65m^2; S4=2.87m^2$$

Surface des poutres revenant au CC

$$S = \left[(0.35 \times 1.55) + \frac{0.35}{2} (2.7 + 1.55) \right] = 1.28\text{m}^2$$

Surface des poutres revenant aux panneaux de DP:

$$S = \left[0.35(1.06 + 0.25) + \frac{0.35}{2} (2.7 + 1.55) \right] = 1.19\text{m}^2$$

Surface de la poutre de chaînage:

$$S_{PC} = 0.25(2.7 + 1.55) = 1.06\text{m}^2$$

Poids des poutres:

Principales: $P_{pp} = 25[0.35 \times 0.45(2.7 + 1.55)] = 16.73 \text{ KN}$

Secondaires: $P_{ps} = 25[0.35 \times 0.40(1.06 + 1.55)] = 9.14 \text{ KN}$

chaînage: $P_{pc} = 25[0.25 \times 0.25(2.7 + 1.55 + 0.35)] = 7.19 \text{ KN}$

Etage 9:

$S1=2.40\text{m}^2$; $S2=4.18\text{m}^2$; $S3=1.62\text{m}^2$; $S4=2.83\text{m}^2$

$S5=1.00\text{m}^2$; $S6= 1.75\text{m}^2$

Surface des poutres revenant au CC: $S_{PCC} = 2.39\text{m}^2$

Surface des poutres revenant aux panneaux de DP:

$S_{pDP} = 0.23\text{m}^2$

Surface de la poutre de chaînage: $S_{PC} = 2.12\text{m}^2$

Poids des poutres:

Principales: $P_{pp} = 25.39 \text{ KN}$

Secondaires: $P_{ps} = 5.42 \text{ KN}$

Chaînage: $P_{pc} = 14.38 \text{ KN}$

étage 8:

$S1=2.40\text{m}^2$; $S2=4.18\text{m}^2$; $S3=3.67\text{m}^2$; $S4=6.39\text{m}^2$

Surface des poutres revenant au CC:

$S_{PCC} = 0.35(1.55 + 1.55 + 2.7 + 2.37) = 2.86\text{m}^2$

Poids des poutres:

Principales: $P_{pp} = 16.73 \text{ KN}$

Secondaires: $P_{ps} = 13.72 \text{ KN}$

le tableau ci-dessous résume les poids des différents panneaux que porte le poteau F2

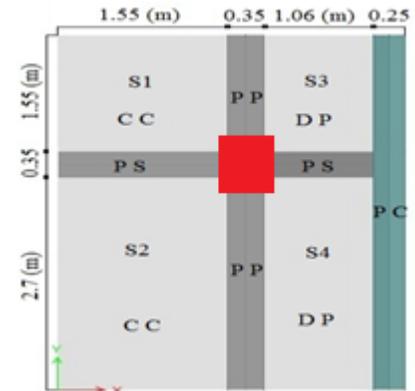


Fig. II.15 Surface afférente du poteau F2 à l'étage 10

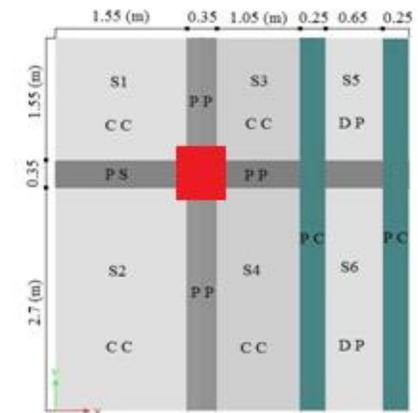


Fig. II.16 Surface afférente du poteau F2 à l'étage 9

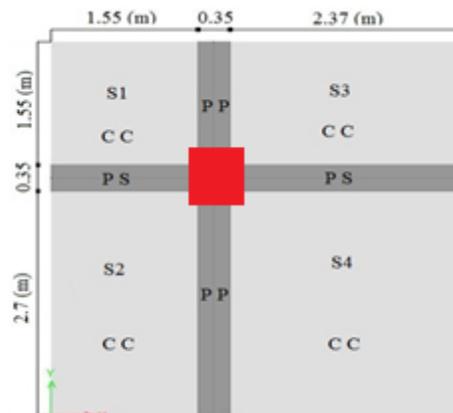


Fig. II.17 Surface afférente du poteau F2 à l'étage 8

étage	Type de panneau	Surface (m ²)		G(KN/m ²)	Poids(KN)
		Sous G	Sous Q		
10	Plancher EC CC(20+5)	4.18	7.86	5.87	24.41
	Plancher TA CC(20+5)	2.40		6.18	14.83
	Plancher DP	4.52	6.77	5.27	23.82
9	Plancher EC CC(20+5)	11.03	13.42	5.87	64.75
	Plancher DP	2.75	5.1	5.27	14.49
8-1	Plancher EC CC(20+5)	16.65	19.51	5.87	97.74

Tableau II.12 récapitulatif des poids des différents panneaux de plancher supportés par le poteau F2

La descente de charge réalisée sur le poteau (F2) a donné le résultat total suivant

G=1398.59KN et **Q=216.85KN/m²**

En résumé :

N'u (B2) = 2827.03 KN

N'u (C4) =2148.65 KN

N'u (F2) = 2213.37 KN

Donc, il est clair que le poteau le plus sollicité est le poteau (B2).

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort N'u comme suit :

10 % ... poteaux internes voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.

15 % ... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort Nu sera majoré de 10 %

$Nu = 1.1N'u = 1.1 \times 2827.03 = 3109.73 \text{ KN}$

Vérifications:

A). Vérification à la compression simple

On vérifie la condition suivante :

$\frac{Nu}{B} \leq 0,6 \times f_{c28}$ Avec B : Section du béton

$B \geq \frac{Nu}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{3109.73}{0.6 \times 25} = 0.207m^2$

On compare la section calculée a celle choisie lors du pré-dimensionnement

$$B = 0,5 \times 0,5 = 0.25\text{m}^2 \quad B_{\text{adopté}}=0.25\text{m}^2$$

Ce tableau résume les vérifications à la compression de tout les niveaux :

Niveau	Nu (KN)	Sections (m ²)	Condition B _{adopté} > B _{calculé}		Observation
			B _{adopté} (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
RDC	3109.73	0.5x0.50	0.25	0.207	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	2820.24	0.45x0.5	0.225	0.188	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	2270.99	0.45x0.45	0.203	0.151	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	1726.70	0.40x0.45	0.180	0.115	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	1170.47	0.40x0.40	0.160	0.078	vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	596.06	0.35x0.40	0.140	0.04	Vérifiée

Tableau II.13 Vérification à la compression de tout les niveaux

B).Vérification au flambement:

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

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton . A_s : Section des armatures .

γ_b : coefficient de sécurité du béton. γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α coefficient fonction de l’élancement λ .

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

On calcule l’élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l₀ : Longueur du poteau.

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

I : Moment d’inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.30 = 3.01\text{m}$$

$$B = 0.5 \times 0.5 = 0.25\text{m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 5.21 \times 10^{-3}\text{m}^4 \quad i = \sqrt{\frac{5.21 \times 10^{-3}}{0.25}} = 0.144\text{m}$$

$$\lambda = \frac{3.01}{0.144} = 20.87 \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{20.87}{35} \right)^2} = 0.793$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_{r\text{cal}} = \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \rightarrow B_{r\text{cal}} = \frac{3109.73}{0.793 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.178 \text{ m}^2$$

$$\text{Avec : } B_r = (B - 2)(H - 2) \rightarrow B_r = (0.50 - 0.02)(0.50 - 0.02) = 0.230\text{m}^2$$

$$0.230\text{m}^2 > 0.176\text{m}^2 \text{ donc le poteau ne risque pas de flamber}$$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Type de poteau	B (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	B _r (m ²)	N _u (KN)	B _{r cal} (m ²)
RDC	0.5x0.50	4.30	3.01	20.87	0.793	0.230	3109.73	0.178
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	0.45x0.50	3.00	2.10	16.16	0.815	0.206	2820.24	0.157
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	0.45x0.45	3.00	2.10	16.16	0.815	0.185	2270.99	0.126
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	0.40x0.45	3.00	2.10	18.19	0.806	0.163	1726.70	0.097
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	0.40x0.40	3.00	2.10	18.26	0.806	0.144	1170.47	0.066
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	0.35x0.40	3.00	2.10	20.79	0.794	0.125	596.06	0.034

Tableau II.14 Vérification au flambement du poteau B2 aux différents niveaux

D'après le tableau précédent, la condition de résistance au flambement est satisfaite.

Vérification des conditions du RPA 99 / 2003

Le projet est implanté à Béjaïa zone IIa, la section du poteaux doit répondre aux exigences

$$\text{suivantes : } \begin{cases} \min(b, h) = 35\text{cm} > 25\text{cm} & \rightarrow \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 35\text{cm} > \frac{h_e}{20} = 21.5\text{cm} & \rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 & \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

Chapitre III

III.1. Etude des planchers

III.1.1. Définition : Les planchers sont des aires généralement planes qui séparent les différents niveaux d'une construction. Ils doivent :

- Supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitations.
- Participer à la résistance aux efforts horizontaux et transmettre les charges et surcharges.
- Présenter une isolation thermique et phonique.

il existe plusieurs types de planchers en béton armé: Plancher à corps creux, plancher à dalle pleine, plancher champignon.

III.1.2. Etude des poutrelles: les poutrelles sont calculées en flexion simple

Méthode de calcul: les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues sont: la méthode de Caquot et la méthode Forfaitaire.

Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

Cette dernière est applicable si le plancher a une surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des effets dus au chargement des travées sur les poutres.

Calcul des moments

a) Moment en travée : $x_0 = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$; $M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$

Avec $M_0(x) = \frac{P_u \times x}{l} \times (l - x)$ et, $x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$

b) Moment en appui: $M_a = -\frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$ (BAEL. Art. L. III.3)

tel que : l'_g et l'_d : longueurs fictives

q_g et q_d : charges réparties sur les deux (02) travées encadrant l'appui considéré.

$l' = \begin{cases} 0.8 l & \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire} \\ 1 & \rightarrow \text{pour une travée de rive} \end{cases}$

c) L'effort tranchant : $V = \pm \frac{P_u \times l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{l_i}$ (BAEL. Art. III.3)

NB : Si l'une des 3 autres conditions de la MF n'est pas vérifiée.

- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- Le moments d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (FPN).

on applique la méthode de Caquot minorée.

III.1.2.1. Les Différents types de poutrelles

Le tableau ci dessous récapitule les différents types de poutrelles obtenus après avoir effectué la disposition des poutrelles

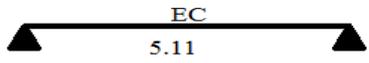
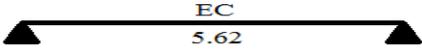
Pour les étages 1,2,3...8

Type	Schéma statique
T1	
T2	
T3	
T4	
T5	
T6	

Tableau III.1. Les types de poutrelles des étages [1-8]

Etage 9

Type	Schéma statique
T1	
T2	
T3	

T4	
T5	
T6	

Etage 10 **Tableau III.2. les types de poutrelles de l'étage 9**

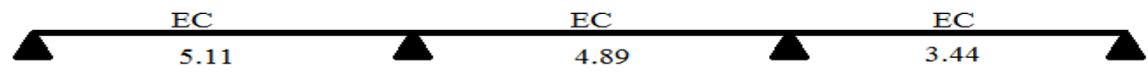
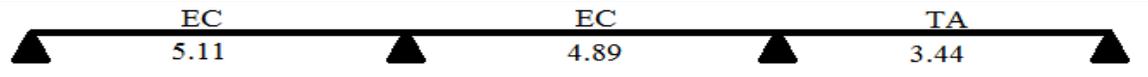
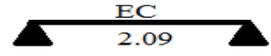
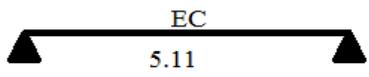
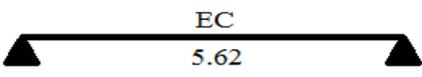
Type	Schéma statique
T1	
T1'	
T2	
T3	
T4	
T5	

Tableau III.3 Les types de poutrelles de l'étage 10

Plancher terrasse inaccessible (cage escalier)

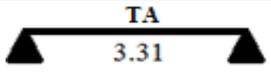
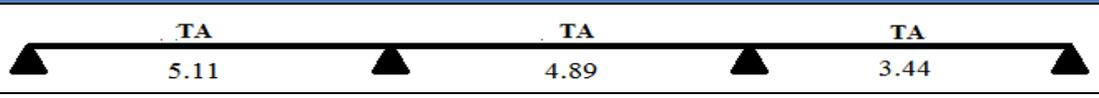
Type	Schéma statique
T1	

Tableau III.4 Les types de poutrelles de la terrasse inaccessible

Plancher terrasse accessible

Type	Schéma statique
T1	

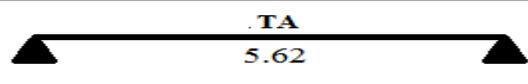
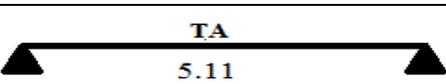
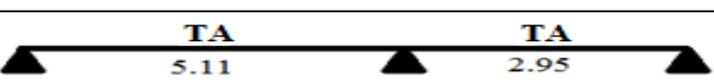
T2	
T3	
T4	
T5	

Tableau III.5 Les types de poutrelles de la terrasse accessible

Dans notre cas le calcul se fera à la méthode de caquot minorée (pour les poutrelles hyperstatiques) et la méthode R.D.M (pour les poutrelles isostatiques).

on prendra comme exemple de calcul le type 1 correspondant aux étages [1-8]

III.1.2.2 Combinaisons d’actions et calculs des charges

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN /ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN /ml)
T acc	6.18	1.5	10.59	6.88	7.68	4.99
T inacc	6.38	1	10.11	6.57	7.38	4.79
E C	5.87	1.5	10.17	6.61	7.37	4.79

Tableau III.6 Les différentes combinaisons d'actions et calculs des charges

a) Application de la méthode forfaitaire: on vérifie les conditions suivantes:

$$Q \leq \min(2 \times G; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

I et A sont constantes tout au long de la poutrelle → Vérifiée

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} \in [0.8 \sim 1.25] \rightarrow \frac{3.44}{4.89} = 0.7 \notin [0.8 \sim 1.25] \rightarrow \text{Non vérifiée}$$

FPN → Vérifiée

Puisque la troisième condition n'est pas satisfaite on appliquera la méthode de Caquot minorée.

on remplacera G par G' avec $G' = \frac{2}{3} G$ afin de calculer les moment aux appuis intermédiaires.

Plancher étage courant : G = 5.87KN/m² Q = 1.5 KN/m²

$$P_u = 6.61 \text{ KN/ml} ; P_s = 4.79 \text{ KN/ml} ; G' = 3.91 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU : $q'_u = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q)l_0 = 4.89 \text{ KN/m}$

A l'ELS : $q'_s = (G' + Q)l_0 = 3.51 \text{ KN/m}$

Les résultats de calculs de tout les types des poutrelles de planchers terrasses et planchers étages sont représentés dans les tableaux ci-dessous

Etage[1-8]

Type	Travée	L m	M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		x ₀ m	M _t ^u KN.m	M _t ^s KNm	V _u KN	V' _u KN
			ELU	ELS	ELU	ELS					
1	AB	5.11	-3.23	-2.35	-12.34	-8.87	2.19	15.86	11.52	14.48	-19.31
	BC	4.89	-12.34	-8.87	-6.98	-5.01	2.61	10.20	7.44	17.27	-15.07
	CD	3.44	-6.98	-5.01	-11.22	-8.06	1.53	0.80	0.63	10.14	-12.61
	DE	5.09	-11.22	-8.06	-3.23	-2.35	2.88	16.18	11.75	19.03	-14.63
2	AB	5.11	-3.23	-2.35	-11.37	-8.17	2.22	16.27	11.82	14.67	-19.12
	BC	2.95	-11.37	-8.17	-3.23	-2.35	2.06	2.63	1.93	13.61	-5.90
3	AB	2.09	-3.21	-2.33	-11.31	-8.13	0.23	0.17	0.13	1.50	-12.32
	BC	5.09	-11.31	-8.13	-3.21	-2.33	2.88	16.13	11.72	19.05	-14.61
4	AB	5.09	-3.21	-2.33	-3.21	-2.33	/	21.41	15.52	16.83	-16.83
5	AB	5.11	-3.23	-2.35	-3.23	-2.35	/	21.58	15.64	16.89	-16.89
6	AB	5.62	-3.92	-2.84	-3.92	-2.84	/	26.11	18.91	18.58	-18.58

Tableau III.7 Les différentes sollicitations des poutrelles des étages [1-8]

Etage 9

Type	Travée	L m	M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		x ₀ m	M _t ^u KN.m	M _t ^s KNm	V _u KN	V' _u KN
			ELU	ELS	ELU	ELS					
1	AB	5.11	-3.23	-2.35	-12.34	-8.87	2.19	15.86	11.52	14.48	-19.31
	BC	4.89	-12.34	-8.87	-7.88	-5.66	2.58	9.72	7.10	17.10	-15.26
	CD	3.44	-7.88	-5.66	-3.23	-2.35	2.07	6.24	4.54	13.67	-9.10
2	AB	5.75	-4.09	-2.97	-14.29	-10.27	2.50	20.65	14.99	16.53	-21.50
	BC	3.46	-14.29	-10.27	-8.88	-6.39	1.97	-1.51	-1.03	13.00	-9.88

	CD	5.62	-8.88	-6.39	-10.71	-7.70	2.76	16.32	11.88	18.26	-18.90
	DE	4.10	-10.71	-7.70	-4.09	-2.97	2.45	9.06	6.59	16.16	-10.94
3	AB	2.09	-0.54	-0.39	-0.54	-0.39	/	3.61	2.62	6.91	-6.91
4	AB	5.11	-3.23	-2.35	-3.23	-2.35	/	21.58	15.64	16.89	-16.89
5	AB	5.62	-3.92	-2.84	-3.92	-2.84	/	26.11	18.91	18.58	-18.58
6	AB	5.11	-3.23	-2.35	-11.37	-8.17	2.22	16.27	11.82	14.67	-19.12
	BC	2.95	-11.37	-8.17	-3.23	-2.35	2.06	2.63	1.93	13.61	-5.90

Tableau III.8 Les différentes sollicitations des poutrelles de l'étage 9

Etage 10

Type	Travée	L m	M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		x ₀ m	M _t ^u KN.m	M _t ^s KNm	V _u KN	V' _u KN
			ELU	ELS	ELU	ELS					
1	AB	5.11	-3.23	-2.35	-12.34	-8.87	2.19	15.86	11.52	14.48	-19.31
	BC	4.89	-12.34	-8.87	-7.88	-5.66	2.58	9.72	7.09	17.08	-15.26
	CD	3.44	-7.88	-5.66	-3.23	-2.35	2.07	6.24	4.54	13.67	-9.08
1'	AB	5.11	-3.23	-2.35	-12.34	-8.87	2.19	15.84	11.52	14.47	-19.30
	BC	4.89	-12.34	-8.87	-7.98	-5.75	2.58	9.65	7.04	17.05	-15.27
	CD	3.44	-7.98	-5.75	-3.23	-2.35	2.06	6.57	4.78	14.15	-9.51
2	AB	2.09	-0.54	-0.39	-0.54	-0.39	/	3.61	2.62	6.91	-6.91
3	AB	5.62	-3.92	-2.84	-3.92	-2.84	/	26.11	18.91	18.58	-18.58
4	AB	5.11	-3.23	-2.35	-3.23	-2.35	/	21.58	15.64	16.89	-16.89
5	AB	5.11	-3.23	-2.35	-11.37	-8.17	2.22	16.27	11.82	14.67	-19.12
	BC	2.95	-11.37	-8.17	-3.23	-2.35	2.06	2.63	1.93	13.61	-5.90

Tableau III.9 Les différentes sollicitations des poutrelles de l'étage 10

Terrasse inaccessible (cage d'escalier)

Type	Travée	L m	M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t ^u KN.m	M _t ^s KNm	V _u KN	V' _u KN
			ELU	ELS	ELU	ELS				
1	AB	3.31	-1.35	-0.98	-1.35	-0.98	8.99	6.56	10.87	-10.87

Tableau III.10 Les différentes sollicitations des poutrelles de la terrasse inaccessible

Terrasse accessible

Type	Travée	L m	M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		x ₀ m	M _t ^u KN.m	M _t ^s KNm	V _u KN	V' _u KN
			ELU	ELS	ELU	ELS					
1	AB	5.11	-3.37	-2.44	-12.80	-9.21	2.19	16.53	12.02	15.09	-20.10
	BC	4.89	-12.80	-9.21	-8.17	-5.88	2.58	10.16	7.42	17.78	-15.88
	CD	3.44	-8.17	-5.88	-3.37	-2.44	2.07	6.51	4.74	14.22	-9.47
2	AB	5.11	-3.37	-2.44	-14.96	-10.76	2.13	15.62	11.36	14.66	-20.52
	BC	4.89	-14.96	-10.76	-3.37	-2.44	2.89	13.78	10.03	19.89	-13.76
3	AB	5.62	-4.08	-2.96	-4.08	-2.96	/	27.18	19.71	19.35	-19.35
4	AB	5.11	-3.37	-2.44	-3.37	-2.44	/	22.47	16.29	17.59	-17.59
5	AB	5.11	-3.37	-2.44	-11.79	-8.48	2.22	16.96	12.33	15.28	-19.90
	BC	2.95	-11.79	-8.48	-3.37	-2.44	2.06	2.75	2.02	14.15	-6.16

Tableau III.11 Les différentes sollicitations des poutrelles de la terrasse accessible

III.1.2.3. Ferrailage des poutrelles

niveau[1-10] (travée 5.62 m)

Moment max en travée: 27.18 KN.m

Moment max en appui de rive: -4.08 KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa; } b = 0.65\text{m; } d = 0.23\text{m}$$

a) En travée: $\mu_{bu} = 0.056 < 0.186 \rightarrow$ pivot A

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \rightarrow f_s = 347.82 \text{ MPa} ; \epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2 \times 10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = 0.668 ; \mu_1 = 0.8 \times 0.668 \times (1 - (0.4 \times 0.668)) = 0.391 > \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.072 ; z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.223 \text{ m}$$

$$A = \frac{27.18}{0.223 \times 347.82 \times 10^3} = 3.5 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.8 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{on ferraille avec } A$$

On opte pour: 3HA16+1HA12=7.16 cm²

b) En appui: Ma=-4.08 KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{4.08 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.23^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.186 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\mu_{bu} = 0.054 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.069 ; z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.224 \text{ m}$$

$$A = \frac{4.08}{0.224 \times 347.82 \times 10^3} = 0.52 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.28 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{on ferraille avec } A$$

On opte pour: 1HA12=1.13cm²

• **Ferrailage transversale**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) ; \phi_t \leq \min\left(\frac{250}{35}; \frac{100}{10}; 12\right)$$

ϕ_l : diamètre minimale des armatures longitudinale

Donc la section d'armatures transversales est: $A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

c) Vérification à l'ELU

• **Vérification au cisaillement:** $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau} = \min\left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{19.35 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.23} = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau} \rightarrow \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

• **Espacement:** On vérifie les 03 conditions suivantes afin de prendre le min :

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 23 ; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 20.7 \text{ cm} \dots (1)$$

$$S_t \leq A_t \times \frac{0.8f_e}{b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})k} \rightarrow S_t \leq 167.85 \text{ cm} \dots (2) \quad \text{avec}$$

K=1 car on a pas de reprise de bétonnage et une fissuration peu nuisible (FPN).

$$S_t \leq A_t \times \frac{f_e}{0.4 b} \rightarrow 110 \text{ cm} \dots (3)$$

$S_t = \min[1; 2; 3]$ on prend $S_t = 15$ cm

• **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} = 0.50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

pas de risque de rupture par cisaillement

• **Vérification des armatures longitudinales vis à vis des efforts tranchants**

on vérifie que $A_s \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e} \rightarrow A_s = 3\text{HA}16 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}12 = 8.29 \text{ cm}^2$

$8.29 \text{ cm}^2 \geq 0.56 \text{ cm}^2 \rightarrow$ pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales.

• **Vérification de la bielle:** $\sigma_{bc} = \frac{V_u}{a \times b_0} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28} \text{ avec : } a_{\max} = 0.9d = 20.7 \text{ cm}$$

$$V_u = 0.01935 \text{ MN} < 0.267 \times 20.7 \times 10^{-2} \times 0.1 \times 25 = 0.138 \text{ MN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérifications à l'ELS

• **Etat limite de compression du béton**

On commence par chercher la position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \rightarrow \frac{0.65 \times 0.05^2}{2} - 15 \times 7.16 \times 10^{-4} (0.23 - 0.05) = -0.00112 \text{ m} < 0$$

l'axe neutre est dans la nervure c'est donc une section en T

Calcul de Y: cela revient à résoudre l'équation de second degré qui suit :

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

$$y = 7.22 \text{ cm} > h_0 \rightarrow \text{section en T.}$$

$$\text{Calcul de I: } I = \frac{b \times y^3}{3} - \left[(b - b_0) \times \frac{(y - h_0)^3}{3} \right] + 15A(d - y)^2 = 34898.1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M^{\text{ser}}}{I} \times y = 4.077 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :** on doit vérifier les conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq \frac{M_t^{\max} \times l}{10 \times M_0} \rightarrow 0.25 \geq 0.562 \rightarrow \text{condition non vérifiée.} \\ \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 4.79 \times 10^{-3} \leq 9 \times 10^{-3} \rightarrow \text{condition vérifiée.} \\ l \leq 8 \text{ m} \rightarrow 5.62 < 8 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée on doit faire un calcul de flèche

- Calcul de la flèche

on tiendra compte de la section d'armatures de constructions présentes dans la dalle de compression avec une section avoisinant les 1cm^2 .

- Evaluation des chargements

$$j = 3.56 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_j = j \times l_0 = 2.32 \text{ KN/m}$$

$$g = 6.18 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_g = g \times l_0 = 4.02 \text{ KN/m}$$

$$p = 7.68 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_p = p \times l_0 = 4.99 \text{ KN/m}$$

- Evaluation des moments

$$M_j = \frac{q_j \times l^2}{8} = 9.16 \text{ KN.m}$$

$$M_g = \frac{q_g \times l^2}{8} = 15.87 \text{ KN.m}$$

$$M_p = \frac{q_p \times l^2}{8} = 19.70 \text{ KN.m}$$

- Modules de Young instantané et différé

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32456.60 \text{ MPa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- Calcul de λ et μ

Ces paramètres sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \times \rho} = 1.2 \\ \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.48 \end{array} \right. \text{ sachant que } \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0.035$$

- Propriétés géométriques de la section

$$y_G = \frac{[b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + 15A \times d + 15A' \times d']}{[(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15A + 15A']} = 14.76 \text{ cm}$$

$$I_0 = \left[\frac{b_0 \times h^3}{12} + (b_0 \times h_0) \times \left(\frac{h}{2} - y_g \right)^2 \right] + \left[(b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \times \left(y_g - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + [15 \times A(d - y_g)^2] = 51274.1 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes σ_{st}

$$\sigma_{st}^j = \frac{15 \times M_{serj}}{I} (d - y) = 54.86 \text{ MPa} ; \sigma_{st}^g = \frac{15 \times M_{serg}}{I} (d - y) = 95.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}^p = \frac{15 \times M_{serp}}{I} (d - y) = 117.99 \text{ MPa}$$

- Calcul de μ : $\mu_j = \max \left[0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{stj} + f_{t28}} \right] = 0.628 ; \mu_g = 0.764 ; \mu_p = 0.805$

- Calcul des inerties fissurées:

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 3.213 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 2.939 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fjv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j} = 4.124 \times 10^{-4} \text{ m}^4 ; I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 2.866 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul des flèches: $f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 5.255 \text{ mm}$; $f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 2.774 \text{ mm}$

$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 11.234 \text{ mm}$; $f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 6.690 \text{ mm}$

$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 9.895 \text{ mm}$

on a $l > 5m$ la flèche admissible est donnée par : $\bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.5 = 10.62 \text{ mm}$

$f < \bar{f} \rightarrow$ la flèche est vérifiée.

• Ferrailage des poutrelles des étages [1-10]

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A'(cm ²)	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisie}
travée	21.58	0.044	0.056	0.225	0	2.76	1.8	5.75
→ On opte pour 3HA14+1HA12								
appui de rive	4.09	0.054	0.069	0.224	0	0.52	0.28	1.13
→ On opte pour 1HA12								
appui inter	14.29	0.190	0.266	0.205	0	2.01	0.28	2.26
→ On opte pour 2HA12								

Tableau III.12 Ferrailage des poutrelles des étages [1-10]

• Evaluation de la flèche dans les étages [1-10]

L (m)	A _s (cm ²)	M _j ^{ser} (KN.m)	M _g ^{ser} (KN.m)	M _p ^{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
5.11	5.75	7.57	12.47	15.63	0.0002943	0.0004503
Y (m)	I _{f_{ji}} (m ⁴)	I _{f_{gi}} (m ⁴)	I _{f_{pi}} (m ⁴)	I _{f_{gv}} (m ⁴)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)
0.066	0.000252	0.000225	0.000216	0.000334	7.95	10.11

Tableau III.13 Evaluation de la flèche des poutrelles des étages [1-10]

• Ferrailage des poutrelles de la terrasse accessible

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A'(cm ²)	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisie}
travée	22.47	0.046	0.059	0.225	0	2.87	1.8	5.75
→ On opte pour 3HA14+1HA12								
appui de rive	3.37	0.045	0.058	0.225	0	0.43	0.28	1.13
→ On opte pour 1HA12								
appui inter	14.96	0.199	0.280	0.204	0	2.11	0.28	2.26
→ On opte pour 2HA12								

Tableau III.14 Ferrailage des poutrelles de la terrasse accessible

• Evaluation de la flèche dans la terrasse accessible

L (m)	A _s (cm ²)	M _j ^{ser} (KN.m)	M _g ^{ser} (KN.m)	M _p ^{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
5.11	5.75	7.56	13.11	16.29	0.0002942	0.000450
Y (m)	I _{fj} (m ⁴)	I _{fgi} (m ⁴)	I _{fpi} (m ⁴)	I _{fgv} (m ⁴)	Δf (mm)	\bar{f} (mm)
0.0660	0.000253	0.000223	0.000215	0.000332	8.48	10.11

Tableau III.15 Evaluation de la flèche des poutrelles de la terrasse accessible

• Ferrailage des poutrelles terrasse inaccessible

	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A'(cm ²)	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisie}
En travée	8.99	0.018	0.023	0.228	0	1.33	1.8	2.36
→ On opte pour 3HA10								
En appuie	1.35	0.018	0.0228	0.228	0	0.17	0.28	0.79
→ On opte pour 1HA10								

Tableau III.16 Ferrailage des poutrelles de la terrasse inaccessible

• Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible

L (m)	A _s (cm ²)	M _j ^{ser} (KN.m)	M _g ^{ser} (KN.m)	M _p ^{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
3.31	2.36	3.17	5.68	6.57	0.0001409	0.000349
Y (m)	I _{fji} (m ⁴)	I _{fgi} (m ⁴)	I _{fpi} (m ⁴)	I _{fgv} (m ⁴)	Δf (mm)	f̄ (mm)
0.045	0.000204	0.000134	0.000124	0.000219	2.45	6.62

Tableau III.17 Evaluation de la flèche des poutrelles de la terrasse inaccessible

III.1.2.4.Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des ronds lisses de nuance Fe= 235 MPa.

• Armatures perpendiculaires aux poutrelles: $A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• Armatures parallèles aux poutrelles: $A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on prend

5TS6/ml=1.41 cm² perpendiculaires au poutrelles avec St=20cm

3TS6/ml=0.85 cm² parallèles au poutrelles avec St=30cm

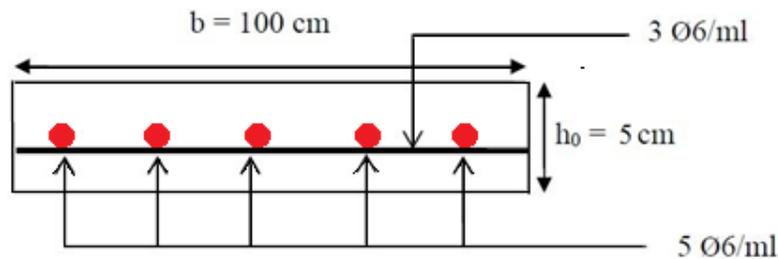


Fig.III.1 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.1.2.5. Schémas de ferrailage des poutrelles

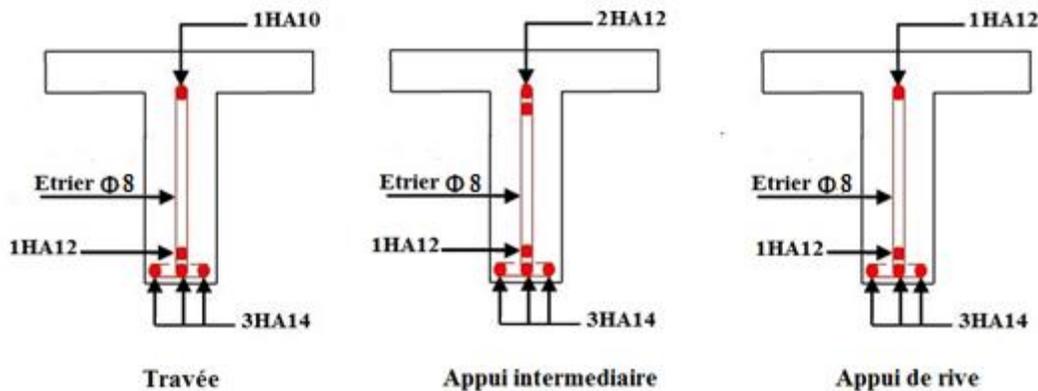


Fig.III.2 Schémas de ferrailage des poutrelles des planchers étages courants [1-10]

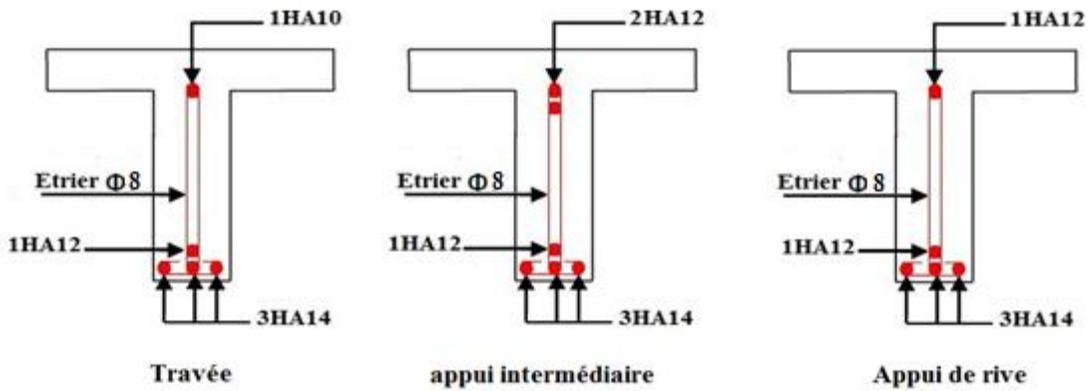


Fig.III.3 Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse accessible

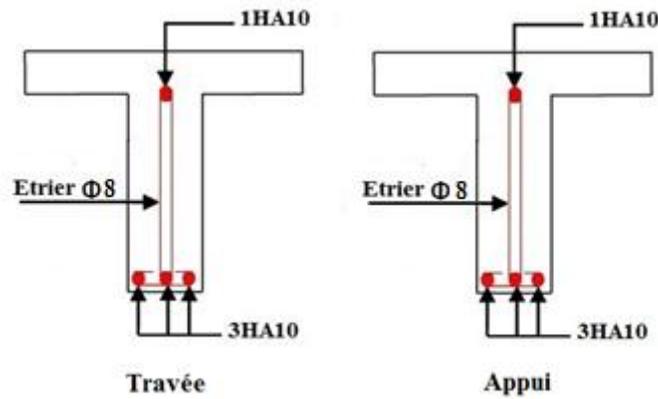


Fig.III.4 Schémas de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

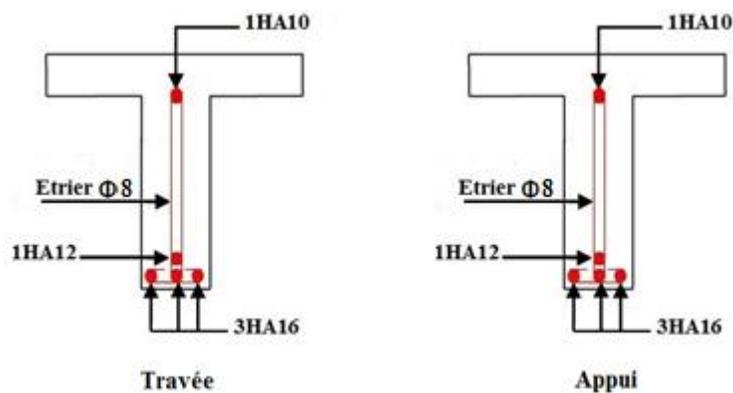


Fig.III.5 Schémas de ferrailage spéciale des poutrelles de 5.62 m de long à tout niveaux

III.2. Etude des dalles pleines

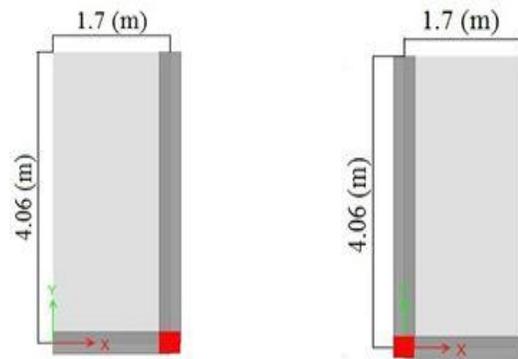
III.2.1. Introduction

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

On appelle

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.



FigIII.6 Dalles pleines sur deux appuis.

III.2.2.Type 1 (dalle sur deux appuis)DP2

On a : $L_x = 1.525\text{m}$; $L_y = 3.885\text{m}$; $\rho = 0.39$; $e = 15\text{cm}$

III.2.2.1.Calcul des sollicitations

On a : $G = 5.27 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

$P_u = 12.36 \text{ KN/ml}$; $P_s = 8.77 \text{ KN/ml}$

à l'ELU: $M_0^x = P_u \times \frac{l_x^2}{8} = 12.36 \times \frac{1.525^2}{8} \rightarrow M_0^x = 3.59 \text{ KN.m}$

à l'ELS: $M_0^x = P_s \times \frac{l_x^2}{8} = 8.77 \times \frac{1.525^2}{8} \rightarrow M_0^x = 2.55 \text{ KN.m}$

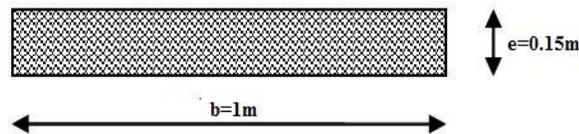
• Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

à l'ELU: $M_t^x = 0.85M_0^x = 3.05 \text{ KN.m}$; $M_a^x = -0.3M_0^x = -1.077 \text{ KN.m}$

à l'ELS: $M_t^x = 0.85M_0^x = 2.17 \text{ KN.m}$; $M_a^x = -0.3M_0^x = -0.77 \text{ KN.m}$

• Calcul de l'effort tranchant : $V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = 9.42 \text{ KN}$

III.2.2.2. Ferrailage: le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml



FigIII.7 Section de ferrailage de la dalle pleine

Selon L_x :

• En travée: $\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2f_{bu}} = \frac{3.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0149 < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$

pour des aciers FeE400 : $\epsilon_1 = 1.74 \times 10^{-3}$ et $\alpha_1 = 0.668 \rightarrow \mu_1 = 0.392$; $A' = 0$

$$\alpha = 0.0190 \rightarrow z = 0.119\text{m} \quad A_{tx} = \frac{3.05 \times 10^{-3}}{0.119 \times 347.82} = 0.44 \text{ cm}^2$$

• **En appui:** $\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.077 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.0053$; $A' = 0$

$$\alpha = 0.0066 \rightarrow z = 0.119 \quad A_{ax} = \frac{1.077 \times 10^{-3}}{0.119 \times 347.82} = 0.26 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non Fragilité**

Pour une dalle dont $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho < 0.4 \rightarrow A_{tx}^{\min} = \rho_0 \times b \times e$

avec $\rho_0 = 0.0008$ (Pour des aciers HA FeE400)

$$A_{tx}^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 > A_{tx}^{\text{cal}} \rightarrow \text{on ferraille avec } A_{\min}$$

Les armatures de répartition : $A_{ty} = \frac{A_{tx}}{4} = 0.3 \text{ cm}^2$

on choisit: sens x: 4HA10 = 3.14 cm² sens y: 4HA10 = 3.14 cm²

• **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(3e ; 25 \text{ cm}) \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm (Sens principal x)}$$

$$S_t \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm (Sens secondaire y)}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.0785 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS

• **Etat limite de compression du béton:** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \rightarrow y = 2.92 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 4713.2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser \times y}}{I} = \frac{2.17 \times 10^{-3} \times 0.0292}{4713.2 \times 10^{-8}} = 1.34 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Etat limite d'ouverture des fissures** $\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} =$

$$\min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(240 ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right]$$

$$\sigma_{st} = 62.71 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Etat limite de déformation:** on vérifie les 3 conditions suivantes:

$$\frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20M_0} \right) \rightarrow 0.098 > 0.042 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 2.61 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$l \leq 8 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

le calcul de flèche n'est pas nécessaire

III.2.3.Type 2 (dalle sur 3 appuis)

On a : $L_x = 1.525\text{m}$; $L_y = 3.75\text{m}$. $e = 16\text{cm}$;

$\rho = 0.407$

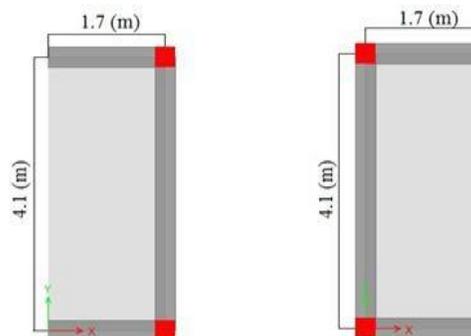


Fig.III.8 Dalles pleines sur 3 appuis

III.2.3.1. Calcul des sollicitation et ferrailage

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	A_a^{adop} (cm ²)
Sens xx	21.55	-7.61	5.00	1.71	1.56	5HA12=5.65	4HA10=3.14
Sens yy	6.38	-2.25	1.43	0.50	1.20	4HA10=3.14	4HA10=3.14

Tableau III.18 Calcul des sollicitations et ferrailage des dalles sur 3 appuis.

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.0703 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2.3.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Appui x	-5.40	5608.73	3.06	2.95	15	143.55	240
Appui y	-1.60	5608.73	3.06	0.87	15	42.53	240
Travée x	15.30	8995.21	3.92	6.67	15	231.61	240
Travée y	4.53	5608.73	3.06	2.47	15	120.42	240

Tableau III.19 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier des dalles sur 3 appuis.

• Etat limite de déformation

on vérifie les 3 conditions suivantes:

a) sens x

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \rightarrow 0.105 > 0.0425$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 4.34 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$$

b) sens y

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \rightarrow 0.0426 > 0.0375$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 2.42 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$$

$l \leq 8 \text{ m}$

$l \leq 8 \text{ m}$

toutes les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est donc plus nécessaire.

III.2.4.Type 3 (dalle sur 4 appuis)DP3

$e=20\text{cm}$

$\rho = 0.59$

$L_x= 3.13 \text{ m}$

$L_y= 5.27 \text{ m}$

$G= 6.52 \text{ KN/m}^2$

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

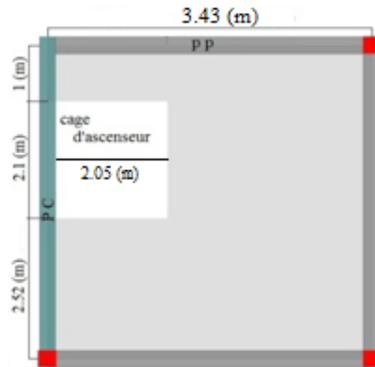


Fig.III.9 Dalles pleines sur 4 appuis.

III.2.4.1. Calcul des sollicitation et ferrailage

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm^2)	A_a^{cal} (cm^2)	A_t^{min} (cm^2)	A_t^{adop} (cm^2)	A_a^{adop} (cm^2)
Sens xx	7.71	-5.14	1.24	0.874	1.93	4HA10=3.14	4HA10=3.14
Sens yy	2.175	-1.45	0.368	0.231	1.6	4HA10=3.14	4HA10=3.14

Tableau III.20 Calcul des sollicitations et ferrailage des dalles sur 4 appuis.

• **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.145 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

III.2.4.2. Vérification des contraintes dans le béton

	M_{ser} (KN.m)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appui x	-3.9	11314.75	3.67	1.26	15
Appui y	-1.78	11314.75	3.67	0.57	15
Travée x	5.86	11314.75	3.67	1.90	15
Travée y	2.68	11314.75	3.67	0.87	15

Tableau III.21 Vérification des contraintes dans le béton des dalles sur 4 appuis.

• **Etat limite de déformation**

a) sens x

$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \rightarrow 0.064 > 0.0375$

$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 1.74 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$

b) sens y

$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \rightarrow 0.0380 > 0.0375$

$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 1.74 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$

$l \leq 8 \text{ m}$

$l \leq 8 \text{ m}$

toutes les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est donc plus nécessaire.

III.2.5.Type 4 (dalle sur 4 appuis) dalle d'ascenseur

$e=15\text{cm}$; $\rho = 0.98$; $L_x= 2.05 \text{ m}$; $L_y= 2.1 \text{ m}$

$G= 5.27 \text{ KN/m}^2$; $Q=1 \text{ KN/m}^2$

III.2.5.1. Calcul des sollicitation et ferrailage

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm^2)	A_a^{cal} (cm^2)	A_t^{min} (cm^2)	A_t^{adop} (cm^2)	A_a^{adop} (cm^2)
Sens xx	1.18	-0.417	0.283	0.1	1.21	4HA10=3.14	4HA10=3.14
Sens yy	1.13	-0.4	0.270	0.231	1.2	4HA10=3.14	4HA10=3.14

Tableau III.22 Calcul des sollicitations et ferrailage de la dalle d'ascenseur.

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{6.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.05 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.2.5.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

	M_{ser} (KN.m)	I (cm^4)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Appui x	-0.36	4713.12	2.92	0.22	15	10.403	240
Appui y	-0.35	4713.12	2.92	0.21	15	10.114	240
Travée x	1.02	4713.12	2.92	0.63	15	29.476	240
Travée y	0.99	4713.12	2.92	0.61	15	28.609	240

Tableau III.23 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier de la dalle d'ascenseur

• Etat limite de déformation

a) sens x

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20M_0}\right) \rightarrow 0.073 > 0.042$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 1.67 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$$

$l \leq 8 \text{ m}$

b) sens y

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20M_0}\right) \rightarrow 0.071 > 0.042$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 1.67 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$$

$l \leq 8 \text{ m}$

toutes les conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est donc plus nécessaire.

III.2.6.Type 5 (dalle sur quatre appuis)

on étudie le panneau le plus défavorable de l'étage10 (panneaux continus)

On a : $L_x = 1.09 \text{ m}$; $L_y = 5.40 \text{ m}$; $\rho = 0.20$; $e = 15 \text{ cm}$; $G = 5.27 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

III.2.6.1. Calcul des sollicitations et ferrailage

	M(KN.m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)
Travée	1.564	0.37	1.2	4HA10=3.14
appui	0.92	0.22	1.2	4HA10=3.14

Tableau III.24 Calcul des sollicitations et ferrailage des panneaux de dalles continus.

Les armatures de répartition : $A_{ty} = \frac{A_{tx}}{4} = 0.3 \text{ cm}^2$ on choisit: 4HA10 = 3.14 cm²

• Vérification de l'effort tranchant: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.056 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow$ vérifiée

III.2.6.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

	M _{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Appui	0.65	0.000471	2.92	0.57	15	26.56	240
Travée	1.105	0.000471	2.92	0.97	15	45.20	240

Tableau III.25 Vérification des contraintes des panneaux de dalle continus.

• Etat limite de déformation: on vérifie les 3 conditions suivantes:

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \rightarrow 0.137 > 0.042 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 2.61 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$l \leq 8 \text{ m} \rightarrow$ condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées il n'est donc pas nécessaire de faire un calcul de flèche .

III.2.7. Schémas de ferrailages

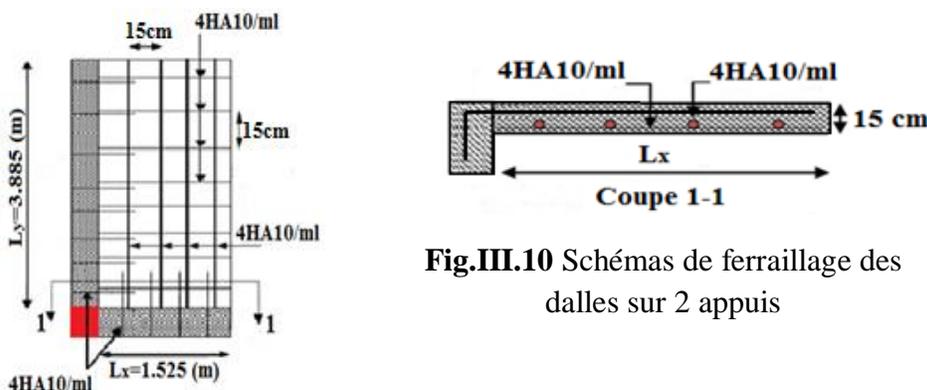
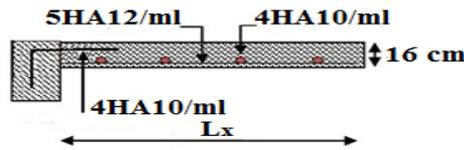
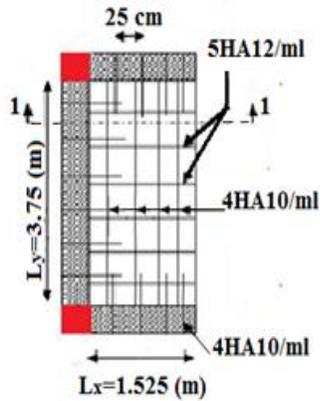
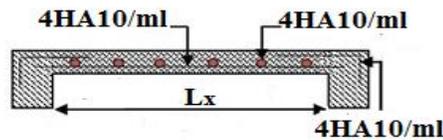
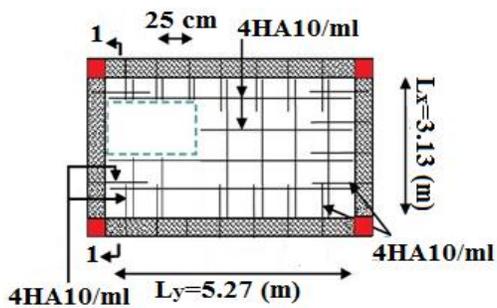


Fig.III.10 Schémas de ferrailage des dalles sur 2 appuis



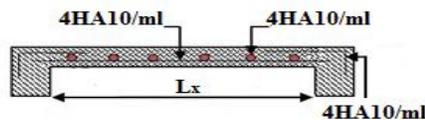
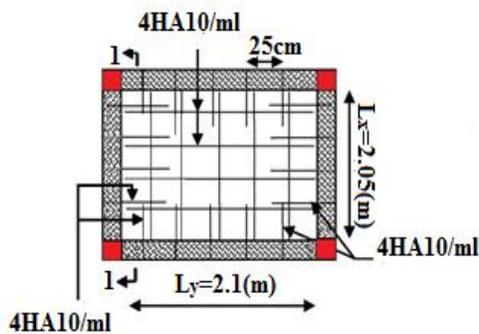
Coupe 1-1

Fig.III.11 Schémas de ferrailage des dalles sur 3 appuis.



Coupe 1-1

Fig.III.12 Schémas de ferrailage des dalles sur 4 appuis



Coupe 1-1

Fig.III.13 Schémas de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

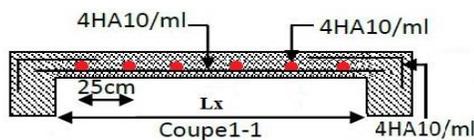
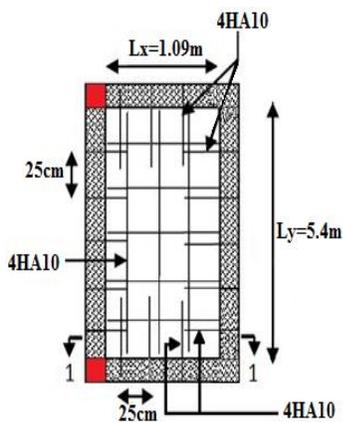


Fig.III.14 Schémas de ferrailage des panneaux de dalles continus.

III.3. Etude de l'escalier

III.3.1. Type 01 (escalier étage courant)

volée: $G=9.21 \text{ KN/m}^2 \cdot Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

palier: $G=5.86 \text{ KN/m}^2, Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

• Combinaison de charges

volée: $q_u=1.35G+1.5Q=16.18 \text{ KN/m}$

$q_s=G+Q=11.71 \text{ KN/m}$

palier: $q_u=11.66 \text{ KN/m}$

$q_s=8.36 \text{ KN/m}$

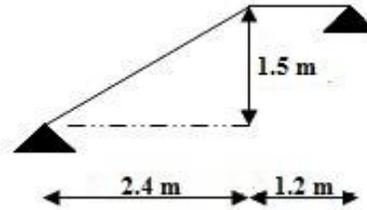


Fig.III.15 Schéma de la volée et palier d'escalier EC.

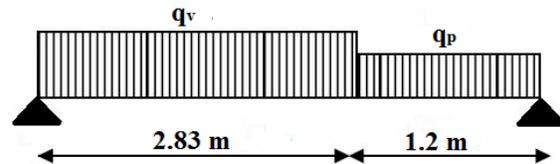


Fig.III.16 Schéma statique .

III.3.1.1. Calcul des Sollicitations

le calcul se fera pour une poutre isostatique avec la méthode RDM

A l'ELU: $\Sigma f = 0 \rightarrow R_A + R_B = (16.18 \times 2.83) + (11.66 \times 1.2) = 59.78 \text{ KN}$

$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B = 27.99 \text{ KN}; R_A = 31.79 \text{ KN}$

A l'ELS: $\Sigma f = 0 \rightarrow R_A + R_B = (11.71 \times 2.83) + (8.36 \times 1.2) = 43.172 \text{ KN}$

$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B = 20.17 \text{ KN}; R_A = 23 \text{ KN}$

III.3.1.2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

Tronçon(m)	E.L	Effort tranchant (KN)	Moment (KN.m)	Schéma
$0 \leq x \leq 2.83$	ELU	$T_y(x) = 16.18x - 31.79$ $T(0) = -31.79$ $T(2.83) = 14$	$M_z(x) = R_A x - q_v \left(\frac{x^2}{2}\right)$ $M(0) = 0$ $M(2.83)=25.17$	
	ELS	$T_y(x) = 16.18x - 31.79$ $T(0) = -23$ $T(2.83) = 10.14$	$M_z(x) = R_A x - q_v \left(\frac{x^2}{2}\right)$ $M(0) = 0$ $M(2.83)=18.19$	
$0 \leq x \leq 1.2$	ELU	$T_y(x)=-11.66x+27.99$ $T(0)= 27.99$ $T(1.2)= 14$	$M_z(x) = R_B x - q_p \left(\frac{x^2}{2}\right)$ $M(0) = 0$ $M(1.2)=25.19$	

	ELS	$T_y(x) = -11.66x + 27.99$ $T(0) = 20.17$ $T(1.2) = 10.14$	$M_z(x) = R_B x - q_p \left(\frac{x^2}{2}\right)$ $M(0) = 0$ $M(1.2) = 18.18$	
--	-----	--	---	--

Tableau III.26 Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

calcul du moment max: à l'ELU $\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = 2.4 \text{ m}$; $M_z(2.4) = 33.60 \text{ KN.m}$

à l'ELS: $M_z(2.4) = 24.33 \text{ KN.m}$

III.3.1.3. Calcul du ferrailage

les moment réels: $M_t = 0.85M_0^{\max} = 28.56 \text{ KN.m}$; $M_A = -0.4M_0^{\max} = -13.44 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section (bxh)

FPN : e=18cm et d=16cm

M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	A_a^{adop} (cm ²)	$A_t^{repartition}$ (cm ²)
28.56	13.44	5.37	2.46	1.93	6HA12=6.79	4HA10=3.14	5HA10=3.93
$A_A^{repartition}$ (cm ²)	$S_t^{Travée}$ (cm)	S_t^{Appui} (cm)	$S_{t,rep}^{travée}$ (cm)	$S_{t,rep}^{appui}$ (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	
3HA10=2.36	20	25	20	33	0.199	3.33	

Tableau III.27 Calcul du ferrailage et les différents espacements.

• Influence de l'effort tranchant aux voisinage de l'appui

a) influence sur le béton: $a = 0.9d = 0.144 \text{ m}$ BAEL Art(A5.1.313)

$V_{\max} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28} \rightarrow 31.79 \times 10^{-3} \leq 0.96 \text{ MN} \rightarrow \text{vérifiée}$

b) influence sur les armatures longitudinales: $A_l = A_{sup} + A_{inf} = 9.93 \text{ cm}^2$

$A_l = 9.93 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_s}{f_e} \times V_{\max} = 0.91 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$

III.3.1.4. Vérification à l'ELS

les moment réels: $M_t = 0.85M_0^{\max} = 20.68 \text{ KN.m}$; $M_A = -0.4M_0^{\max} = -9.73 \text{ KN.m}$

•Etat limite d'ouverture des fissures: aucune vérification à faire (FPN)

•Etat limite de compression du béton

	M (KN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En appui	9.73	3.44	0.0000879	3.81	15

En travée	20.68	4.78	0.0001646	6	15
-----------	-------	------	-----------	---	----

Tableau III.28 Vérification des contraintes dans le béton.

• Etat limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{0.18}{4.03} = 0.045 \geq \frac{20.68}{10 \times 24.33} = 0.085 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Evaluation de la flèche

L (m)	A _s (cm ²)	M _j ^{ser} (KN.m)	M _g ^{ser} (KN.m)	M _p ^{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	I ₀ (m ⁴)
4.03	9.93	9.13	18.69	23.77	0.0002067	0.000548
Y (m)	I _{fj} (m ⁴)	I _{fgi} (m ⁴)	I _{fpi} (m ⁴)	I _{fgv} (m ⁴)	Δf (mm)	f̄ (mm)
0.054	0.0005841	0.0002781	0.0002389	0.0004111	7.65	8.06

Tableau III.29 Evaluation de la flèche de l'escalier d'étage courant

III.3.1.5.Schéma de ferrailage

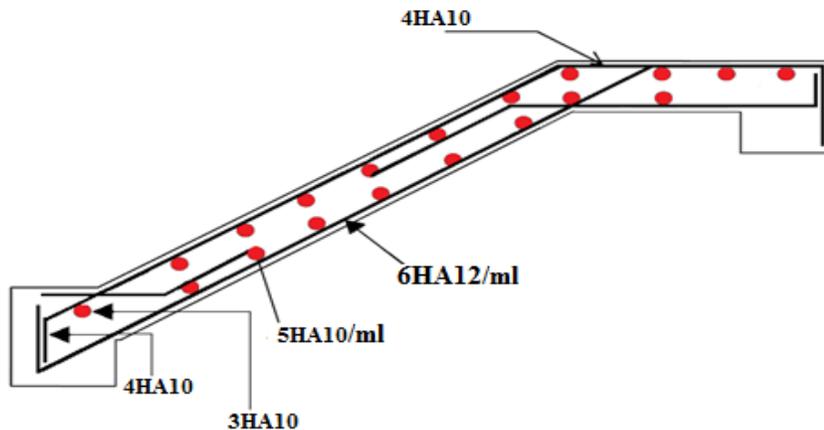


Fig.III.17 Schéma de ferrailage de l'escalier d'étage courant

III.3.2.Etude de la poutre palière

III.3.2.1. Dimensionnement : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 0.22 \leq h \leq 0.33$ On prend $h=35\text{cm}$ et $b=30\text{ cm}$

•Vérification des exigences du RPA

$h > 30\text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée

$b > 20\text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée

$\frac{h}{b} < 4\text{ cm} \rightarrow$ Vérifiée

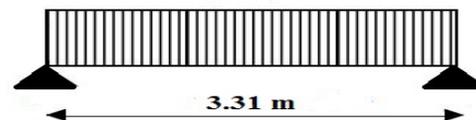


Fig III.18 Schéma statique de la poutre palière.

III.3.2.2.Définition des charges

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625\text{ KN/m}$$

$g_1 = 2.85 \text{ KN/m}$ (poids du mur double cloisons).

Charge transmise de la paillasse : ELU : $R_b = 27.99 \text{ KN}$

ELS : $R_b = 20.17 \text{ KN}$

$P_u = 1.35 \times (g_0 + g_1) + R_b \rightarrow P_u = 1.35 \times (2.625 + 2.85) + 27.99 = 35.88 \text{ KN/m}$

$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{35.38 \times 3.31^2}{8} = 48.45 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.85M_0 = 41.18 \text{ KN.m}$; $M_a = -0.5M_0 = -24.225 \text{ KN.m}$

$V_u = \frac{P_u \times l}{2} = 58.55 \text{ KN}$

III.3.2.3.Ferraillage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
travée	41.18	0.089	0.116	0.315	3.76	1.195
appui	24.225	0.052	0.067	0.321	2.17	1.195

Tableau III.30 Calcul du ferraillage de la poutre palière.

III.3.2.4.Calcul d'armatures à la torsion

$M_{tor} = M_a = 13.44 \text{ KN.m}$

$M_t^{max} = \frac{M_t \times l}{2} = 22.24 \text{ KN.m}$

$e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$

$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.0705 \text{ m}^2$

$u = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.067 \text{ m}$

$A_l = \frac{M_{tu} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.84 \text{ cm}^2$

Choix : En travée : $A^t = A^{flex} + \frac{A^{tors}}{2} = 6.18 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 3HA14 + 2HA12 = 6.88 cm²

En appui : $A^a = A^{flex} + \frac{A^{tors}}{2} = 4.59 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 3HA10 + 2HA12 = 4.62 cm²

• Vérification de la contrainte de cisaillement

$\tau_u = \sqrt{\tau_{flex}^2 + \tau_{tor}^2}$; $\tau_{flex}^2 = \frac{V_u}{b \times d} = 0.59 \text{ MPa}$; $\tau_{tor}^2 = \frac{M_{tu}}{2\Omega \times e} = 2.71 \text{ MPa}$

$\tau_u = 2.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.3f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$... condition vérifiée.

• Calcul des armatures transversales: soit $S_t = 20 \text{ cm}$

Flexion simple : $A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2$

Torsion: $A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{tu} \times S_t \times Y_s}{2 \Omega \times f_e} = 0.91 \text{ cm}^2$

$A_t = A_t^{\text{flex}} + A_t^{\text{tors}} = 0.91 + 0.6 = 1.51 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit : 5HA8 = 2.51 cm²

III.3.2.5. Vérification à l'ELS: Etat limite de compression du béton

En travée : $y = 12.01 \text{ cm}$ $I = 0.0006279 \text{ m}^4$ $M_t^s = 0.85 M_0 = 29.85 \text{ KN.m}$

$\sigma_{bc} = \frac{29.85 \times 10^{-3} \times 0.1201}{0.0006279} = 5.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

En appui: $y = 10.57 \text{ cm}$ $I = 0.0004939 \text{ m}^4$ $M_a^s = -0.5 M_0 = -12.82 \text{ KN.m}$

$\sigma_{bc} = \frac{12.82 \times 10^{-3} \times 0.1057}{0.0004939} = 2.74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

•Etat limite de déformation

$\frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 M_0} \right) \rightarrow 0.106 \geq 0.085 \rightarrow$ Condition vérifiée

$\frac{A_t}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 6.94 \times 10^{-3} \geq 1.05 \times 10^{-2} \rightarrow$ Condition non vérifiée

Evaluation de la flèche

L(m)	A(cm ²)	M _j ^{ser}	M _g ^{ser}	M _p ^{ser}	I	I ₀
3.31	6.88	9.76	11.63	15.05	0.0006279	0.001297
y	I _{ji}	I _{gi}	I _{pi}	I _{gvi}	Δf	f̄
12.01	0.001758	0.0013777	0.001037	0.001407	0.854	6.62

Tableau III.31. Evaluation de la flèche de la poutre palière

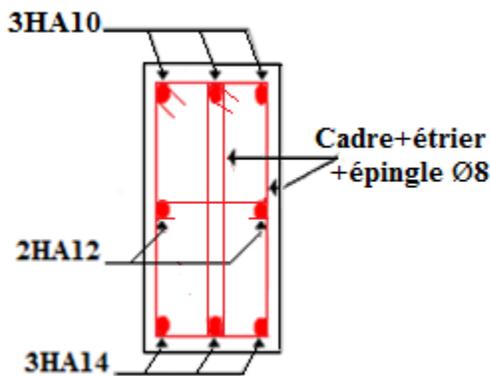


Fig III.19 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.3.3. Escalier reliant le RDC à l'étage 1 (Type 2)

Le calcul se fait comme pour une console sollicitée à la flexion simple avec une charge concentrée (P) appliquée à son extrémité .

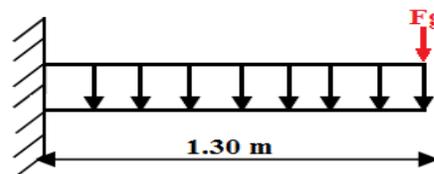


Fig III.20 Schéma statique d'escalier RDC.

III.3.3.1. Evaluation du chargement

$G = 9.21 \text{ KN/ml}$ et $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$

$f_g = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow f_{gu} = 1.35 \text{ KN/ml}$

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q = 16.18 \text{ KN/m}^2$

ELS : $P_s = G + Q = 11.71 \text{ KN/m}^2$

III.3.3.2. Calcul des sollicitations

ELU : $M_u = \frac{P_u \times l^2}{2} + f_{gu} \times l = 15.43 \text{ KN.m}$

$V_u = P_u \times l + f_{gu} = (16.18 \times 1.3) + 1.35 = 22.38 \text{ KN}$

III.3.3.3. Ferrailage

• **Armatures principales**

Le calcul se fait à la flexion simple

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $d = 16 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A^{cal} (\text{cm}^2)$	$A^{min} (\text{cm}^2)$	$A^{opté} (\text{cm}^2)$
15.43	0.0424	0.0542	0.157	2.83	1.93	5HA10=3.93

Tableau III.32 Calcul du ferrailage de l'escalier du RDC.

• **Armatures secondaires**

$A^{sec} = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on opte pour $A = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

• **Espacement**

Armatures principales : $s_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on prend 20 cm

Armatures transversales (de répartition) : $s_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on prend 20 cm

III.3.3.4. Vérifications à l'ELU

• **Vérification au cisaillement** : $\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.140 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots$ condition vérifiée

• **Vérification des espacements** : Pour les armatures principales : $S_t \leq (3e ; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

Pour les armatures secondaires : $S_t \leq (4e ; 45 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

•Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

Sur le béton

$$V_{\max} = 0.02238 \text{ MN} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28} = 0.9612 \text{ MN} \text{ Avec } a = 0.9d = 14.4 \text{ cm}$$

Sur les armatures longitudinales

$$A_l = A_{\text{sup}} + A_{\text{inf}} = 3.93 + 3.93 = 7.86 \text{ cm}^2$$

on vérifie que : $A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \times V_{\max} = 0.64 \text{ cm}^2 \rightarrow 7.86 > 0.64 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

III.3.3.4.Vérifications à l'ELS: Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

L'escalier se trouve à l'intérieur de la structure donc on a une FPN, la vérification de la limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire .

• Vérification de l'état limite de compression du béton

$$M_{\text{tser}} = 10.89 ; y = 3.79 \text{ cm} ; I = 10.60 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = 3.89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Etat limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow 0.138 > 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 2.45 \times 10^{-3} < 1.05 \times 10^{-2} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$l \leq 8 \text{ m} \rightarrow 1.3 \text{ m} < 8 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Schéma de ferrailage

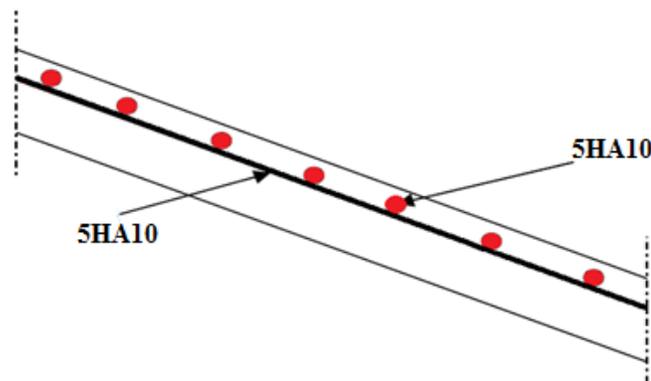


Fig III.21 Schéma de ferrailage de l'escalier du RDC.

III.3.4. Etude de la poutre brisée

III.3.4.1. Pré-dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{3.52}{15} \leq h \leq \frac{3.52}{10} \rightarrow 0.23 \leq h \leq 0.352 \text{ On prend : } h=35 \text{ cm et } b=30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions du RPA

$b \geq 20 \text{ cm} ; h \geq 30 \text{ cm} ; \frac{h}{b} \leq 4$ toutes les conditions sont vérifiées .

III.3.4.2. Calcul des sollicitations

la poutre brisée reprend : son poids propre ,et la charge de la volée.

$$G_{\text{poutre}} = \frac{0.3 \times 0.35 \times 25}{\cos 14.56} = 2.71 \text{ KN/ml}$$

charge de la volée : $q_u = 16.18 \times 1.3 + 1.35 \times 2.71 = 24.69 \text{ KN/m}$

$$q_s = 11.71 \times 1.3 + 2.71 = 17.93 \text{ KN/m}$$

$$M^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 38.24 \text{ KN.m} ; V^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = 43.45 \text{ KN}$$

• **Les moments corrigés** : en travée : $M_t = 0.85M_0 = 32.5 \text{ KN.m}$

en appui : $M_a = -0.4M_0 = -15.29 \text{ KN.m}$

III.3.4.3. Ferrailage à la flexion simple

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal}(\text{cm}^2)$	$A^{min}(\text{cm}^2)$
En travée	32.50	0.07	0.09	0.318	2.94	1.195
En appui	15.29	0.033	0.042	0.324	1.36	1.195

Tableau III.33 Calcul du ferrailage de la poutre brisée.

• **Calcul des armatures transversales** : On prend $S_t = 20 \text{ cm} ; A_t \geq \frac{(0.4 \times b \times S_t)}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2$

• **Vérification de l'effort tranchant**: $\tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = 0.438 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

$$V^{\max} = 43.45 \text{ KN} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28} = 594.74 \text{ KN} \quad \text{Avec } a = 0.9d = 0.297$$

III.3.4.4. Calcul du ferrailage à la torsion : $M_{\text{tor}} = M_a = 15.29 \text{ KN.m}$

$$M_t^{\max} = \frac{M_t \times l}{2} = 26.91 \text{ KN.m} ; e = 5 \text{ cm} ; \Omega = 0.0750 \text{ m}^2 ; u = 110 \text{ cm} .$$

$$\text{Armatures longitudinales: } A_l = \frac{M_{tu} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatures transversales : } A_t = \frac{M_{\text{tor}} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.03 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} = 3.58 \text{ MPa} ; \tau_{\text{flex}} = \frac{V_u}{b \times d} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{\text{flex}}^2 + \tau_{\text{tors}}^2} \rightarrow \tau_u = \sqrt{3.58^2 + 0.44^2} = 3.6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa}$$

• Choix du ferrailage

En travée : $A_t = A^{flex} + \frac{A^{tors}}{2} = 2.94 + \frac{5.67}{2} = 5.775 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit : 3HA14+2HA12 = 6.88 cm²

En appui : $A_a = 1.36 + \frac{5.67}{2} = 4.19 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit : 3HA10+2HA12 = 4.96 cm²

• Calcul des armatures transversales

$A_t = A_t^{tors} + A_t^{flex} = 0.6 + 1.03 = 1.63 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit une section : 4HA8 = 2.01 cm²

III.3.4.5. Vérification à l'ELS

• Vérification de l'état limite de compression du béton

	M _{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travée	23.60	0.0006279	12.01	4.51	15
Appui	11.11	0.0004924	10.55	2.38	15

Tableau III.34 Vérification des contraintes dans le béton.

• Etat limite d'ouverture des fissures

La poutre est à l'intérieur cette vérification n'est donc pas nécessaire.

• Etat limite de déformation

$\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow 0.099 > 0.085 \rightarrow$ condition vérifiée

$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 6.95 \times 10^{-3} > 1.05 \times 10^{-2} \rightarrow$ condition non vérifiée

Evaluation de la flèche

f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{gv} (mm)	f _{pi} (mm)	Δ _f (mm)	f̄ (mm)
0.28	0.80	1.84	1.12	1.87	7.04

Tableau III.35 Evaluation de la flèche de la poutre brisée.

Schéma de ferrailage

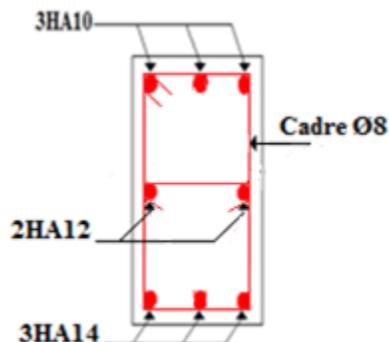


Fig III.22 Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.4. Etude des poutres de chainages

III.4.1. Dimensionnement: les dimensions minimales préconisés pour les chainages:

$$h = 35 \text{ cm} > 15 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} \quad (\text{RPA99/2003 Art.9.3.3})$$

on étudie la poutre de chainage la plus sollicité (étage 10)



Fig III.23 Schéma de la poutre de chainage continue.

III.4.2. Calcul des sollicitations et ferrailage

pois propre: $G_{pc} = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN/ml}$

pois de la dalle pleine: $P_{DP}^u = [(1.35 \times 5.27) + (1.5 \times 3.5)] \frac{1.09}{2} = 6.74 \text{ KN/ml}$

$$P_{DP}^s = [(5.27) + (3.5)] \frac{1.09}{2} = 4.78 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charges : ELU: $q_u = 10.28 \text{ KN/m}$ $q'_u = 7.81 \text{ KN/m}$

ELS: $q_s = 7.41 \text{ KN/m}$ $q'_s = 5.57 \text{ KN/m}$

Pour le calcul des sollicitations on applique la méthode de Caquot. Le calcul des armatures longitudinales se fait à la flexion simple, les résultats son illustrés dans ce tableau

	M_{max}^{ELU} (KN.m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)	Y(m)	I(m ⁴) 10 ⁻⁴	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	31.85	2.97	1.16	3HA12=3.39	0.0885	3.42	5.96 < 15	233.89 < 240
Appui	22.79	2.11	1.16	3HA10=2.36	0.0759	2.54	4.86 < 15	234.39 < 240

Tableau III.36 Calcul du ferrailage et vérification des contraintes.

• Calcul des armatures transversales: $\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_{l_{min}}\right) = 1 \text{ cm}$

On opte pour : $A_t = 2\emptyset6 + \emptyset6 = 0.85 \text{ cm}^2$

• Vérification de l'effort tranchant: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{33.52 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.35 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

• Espacement:
$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9d ; 40) = 28.8 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 28.33 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0.8 A_t \times f_e}{b(\tau_u - 0.3 f_{c28})} < 0 \end{cases} \quad \text{on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

• Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = 0.060 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.075 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

On doit faire une évaluation de la flèche

f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{gv} (mm)	f_{pi} (mm)	Δ_f (mm)	\bar{f} (mm)	observation
3.38	4.73	8.91	8.15	8.95	10.75	vérifiée

Tableau III.37 Evaluation de la flèche de la poutre de chaînage.

III.4.3. Schéma de ferrailage

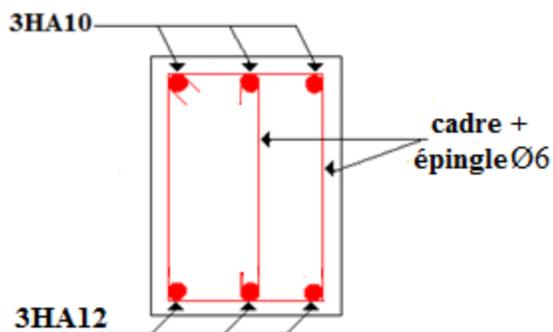


Fig III.24. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.5. Etude de l'acrotère

• Hypothèses de calcul

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

III.5.1. Evaluation des charges

$$S=0.0785 \text{ m}^2 ; G=2.45 \text{ KN} ; Q=1 \text{ KN}$$

• La force sismique: $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots$ (RPA art 6.2.3)

A : Coefficient d'accélération de zone (zone IIa $\rightarrow A=0.15$)

C_p : Facteur de force horizontale ,($C_p=0.8$)

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.45 = 1.176 \text{ KN}$$

• Calcul du CDG de la section : la section de calcul en flexion composée sera de $(100 \times 10) \text{ cm}^2$, et le calcul se fait pour une bonde de 1ml.

$$X_G = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} = 6.05 \text{ cm} \text{ et } Y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = 38.17 \text{ cm}$$

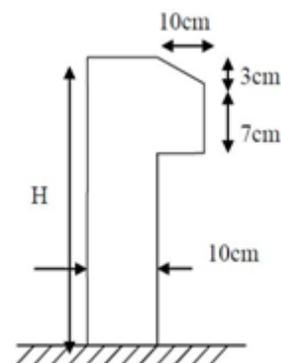


Fig.III.25 Schéma de l'acrotère.

Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 2.45 \text{ KN}$$

$$M_G = 0$$

$$N_Q = 0 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h = 0.7 \text{ KN.m}$$

$$N_{FP} = 0 \text{ KN}$$

$$M_{FP} = F_P \times Y_G = 0.449 \text{ KN.m}$$

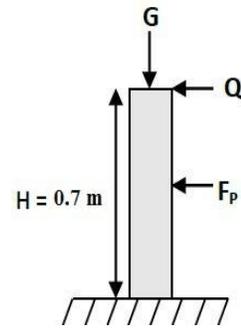


Fig.III.26 Schéma statique de l'acrotère.

III.5.2. Sollicitation de calcul

	ELA	ELU	ELS
Comb de charge	G+Q+FP	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.45	3.31	2.45
M(KN.m)	1.149	1.05	0.7

tableau III .38 Sollicitations de calcul de l'acrotère.

• Calcul de l'excentricité : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.149}{2.45} = 0.469 \text{ m}$

$\frac{H}{6} = 0.1166 \text{ m} < e_1 \rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

- Pour la justification vis à vis de l'ELU de stabilité de forme , nous allons remplacer "e₁" par "e" qui est l'excentricité réelle de calcul

$$e = e_1 + e_2 + e_a \text{ avec}$$

e₁:excentricité structurale.

e₂: excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}, \frac{70}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3Lf^2(2+\alpha\varnothing)}{10^4 \times h} \text{ avec h: hauteur de la section}$$

∅: le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

α: le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre. $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$ RPA(art A.4.3.5)

Lf: longueur de flambement . $L_f = 2 \times l_0 = 1.4 \text{ m}$.

$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2 \times (2)}{10^4 \times 0.1} = 0.01176 \text{ m d'ou : } e=0.5 \text{ m.}$$

• **Les sollicitations corrigées pour le calcul sont**

$$N_u = 3.31 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 1.65 \text{ KN.m} ; h=10 \text{ cm} ; b=100 \text{ cm.}$$

$$\text{selon le BAEL91: } M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0246 < 0.392 \rightarrow A' = 0 ; \alpha = 0.031 ; Z = 0.069 \text{ m} ; A = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ainsi la section à la flexion composée sera : } A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.614 \text{ cm}^2$$

III.5.3. Vérification à l'ELU

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

$$A_{\min} = \frac{0.23b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.85 \text{ cm}^2 > A \rightarrow \text{on ferraille avec } A_{\min}$$

On adopte : 4HA12=4.52 cm²/ml

$$\text{Les armatures de répartitions: } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: } 4\text{HA}10=3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Espacement:** Armatures principales: $s_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } s_t=25 \text{ cm}$

$$\text{Armatures de répartitions: } s_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } s_t=25 \text{ cm}$$

• **Vérification au cisaillement:** $\bar{\tau} \leq \min(0.1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$V_u = F_p + Q = 1.176 + 1 = 2.176 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = 0.031 \text{ MPa} < \bar{\tau} \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement .}$$

• **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} \text{ Avec } \sum \mu_i : \text{ la somme des périmètres des barres}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.176 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.343 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa Avec } \Psi = 1.5 \text{ pour des aciers HA}$$

$$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

III.5.4. Vérifications à l'ELS: on a $d = 0.07 \text{ m} ; N^{\text{ser}} = 2.45 \text{ KN} ; M^{\text{ser}} = 0.7 \text{ KN.m}$

• **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{N^{\text{ser}} \times y^{\text{ser}}}{\mu_t} ; \sigma_s = \frac{15N^{\text{ser}} \times (d - y^{\text{ser}})}{\mu_t} ; \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

•Position de l'axe neutre

$c = d - e_1$ avec e_1 :distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée de la section .

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.3057 \text{ m} > d \rightarrow (c) \text{ est à l'intérieur de la section}$$

$$c = 0.07 - 0.3057 = -0.24 \text{ m} ; y^{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + P y_c + q = 0 \dots \textcircled{1}$$

$$q = -2c^3 + 90A \times \frac{(d-c)^2}{b} \rightarrow 0.029 \text{ m}^3 ; P = -3c^3 + 90A \times \frac{(d-c)}{b} \rightarrow -0.167 \text{ m}^2$$

On remplace «P» et «q» par leurs valeurs respectives dans l'équation $\textcircled{1}$

on obtient : $y_c = +0.47 \text{ m}$; $y_{ser} = -0.23 \text{ m}$; $\mu_t = 0.0269$

$$\sigma_{bc} = 0.021 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_s = 0.41 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.66 \text{ MPa}$$

III.5.5. Schéma de ferrailage

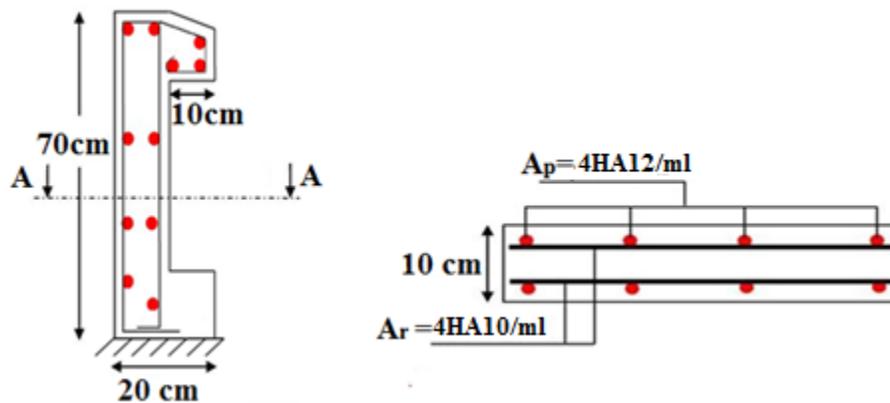


Fig III.27. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV

IV.1.Introduction

Le nord algérien est une zone sujette à une activité sismique élevée ,les constructions doivent être conçues de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques afin d'éviter la perte de vies humaines et minimiser les dégâts matériels ,le dimensionnement doit être fait conformément aux règles de conception parasismique algérienne (RPA99/version2003).

IV.2.Etude de la structure au séisme

• Modélisation de la structure à l'aide du logiciel ETABS

Qui est un logiciel de calcul et de conception de structures du génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages et bâtiments avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Pour la modélisation de notre projet nous avons commencé par la définition des différents éléments principaux et secondaires (Poutres, poteaux, voiles , planchers...), ainsi que les différents matériaux utilisés avec leur caractéristiques, puis modéliser ces éléments en leur assignant leur différents chargements (combinaisons de charges). puis on passe au choix de la bonne disposition des voiles afin d'avoir le bon comportement de la structure en respectant toutes les exigences du RPA.

IV.3. Méthodes de calcul : le RPA offre trois méthodes: La méthode statique équivalente, la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1 Méthode statique équivalente : Cette méthode consiste à substituer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (art 4.1.2 du RPA 99/2003)

IV.3.1.1. Calcul de la force sismique totale : RPA Art (4.2.3)

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans

les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$ Avec :

-**A: Coefficient d'accélération de zone:** qui dépend de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : groupe 2 (importance moyenne)} \\ \text{Zone sismique : zone IIa} \end{array} \right. \rightarrow A = 0.15 \text{ RPA Tableau (4.1)}$$

- **R: Coefficient de comportement global de la structure:** il est en fonction du système de contreventement, dans notre cas on a un contreventement mixte avec justification de l'interaction → **R = 5** RPA Tableau(4.3) (on a un sol rigide , il est plus judicieux d'avoir un système souple et ductile afin d'éviter que notre bâtiment entre en résonance avec le sol).

- **D: Facteur d'amplification dynamique moyen:** il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \rightarrow T \geq 3s \end{cases}$$

Avec : η :Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.882 \quad (\xi : \text{taux d'amortissement critique donné par le Tableau 4.2})$$

T1 et T2: période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau 4.7 (RPA99/2003).

Compte tenu de la nature géologique de la formation de sol qui n'est pas sédimentaire (dépôt) constitué essentiellement d'argiles schisteuses marron et des schistes, et présentant une contrainte de sol de 2.6 bar, ce dernier est jugé incompressible (tassement de consolidation négligeable), ce qui justifie sa classification en catégorie S2 (site ferme) donc :

$$T1 = 0.15 \text{ s} ; T2 = 0.4 \text{ s} .$$

IV.3.1.2.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:

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases} \quad \text{Avec}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. $h_N = 37.30 \text{ m}$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003, le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé donc $C_T = 0.05 \rightarrow T = 0.05 \times 37.3^{\frac{3}{4}} = 0.754$ ①

$L_{x,y}$: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

- Calcul de la période suivant l'axe (x) : $T_x = \min(T; T_x)$

$$T_x = 0.77423 \text{ s} > \textcircled{1} \rightarrow T_x = 0.754 \text{ s} > T_2 ; \quad D_x = 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.444$$

- Calcul de la période suivant l'axe (y) : $T_y = \min(T; T_y)$

$$T_y = 0.7647 \text{ s} > \textcircled{1} \rightarrow T_y = 0.754 \text{ s} > T_2 ; \quad D_y = 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.444$$

D'après le RPA99/Version2003 art (4.2.4.4) les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% soit:

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3T_x = 0.98 \text{ s} \\ T_{sy} = 1.3T_y = 0.98 \text{ s} \end{cases}$$

- **Q : facteur de qualité:** $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 de RPA99/ Version 2003.

Critère Q	P _q dans le sens x-x		P _q dans le sens y-y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
Condition minimale sur les files porteuses	non	0.05	non	0.05
Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q.

On aura : $Q_x=1.2$; $Q_y=1.2$

- **W : poids total de la structure** $W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β :coefficient de pondération qui dépend de la nature de la charge d'exploitation

$$\beta = \begin{cases} 0.2 \text{ pour les étages à usage d'habitation} \\ 0.3 \text{ pour les étages à usage commercial} \end{cases} \text{ Tableau 4.5 du RPA99/ Version2003}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : charges d'exploitation.

A partir des résultats du logiciel ETABS on a trouvé : $W_{tot}= 38635.78 \text{ KN}$.

Après calcul de tout les paramètres, la force sismique totale à la base de la structure est

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = 2008.44 \text{ KN} ; V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = 2008.44 \text{ KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

IV.3.2.1. Principe

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendrés pour chacun des modes ainsi établir un spectre de réponse en se servant des expressions suivantes:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \times \left(1 + \left(\frac{T}{T_1} \right) \times \left(2.5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \rightarrow 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \rightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \times \left(\frac{Q}{R} \right) \rightarrow T > 3s \end{cases}$$

IV.3.2.2. Disposition des voiles: Après la modélisation de notre structure (disposition symétrique des voiles pour rapprocher le centre de masse du centre de rigidité, la majorité des voiles ont été disposé sur les extrémités afin de maximiser la surface exploitable de la structure), nous avons obtenus les résultats suivants

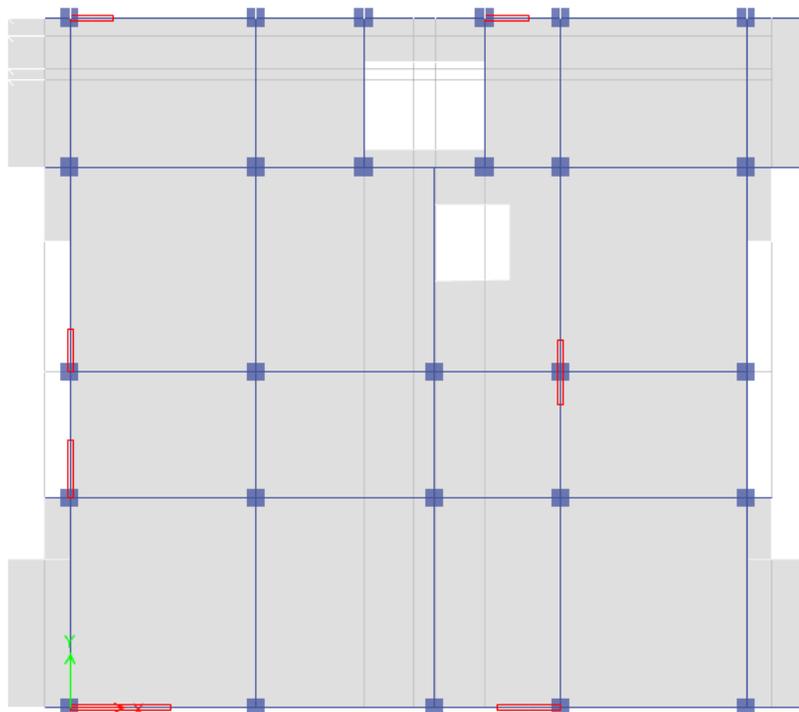


Fig.IV.1 Schéma de la disposition des voiles.

IV.3.2.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS

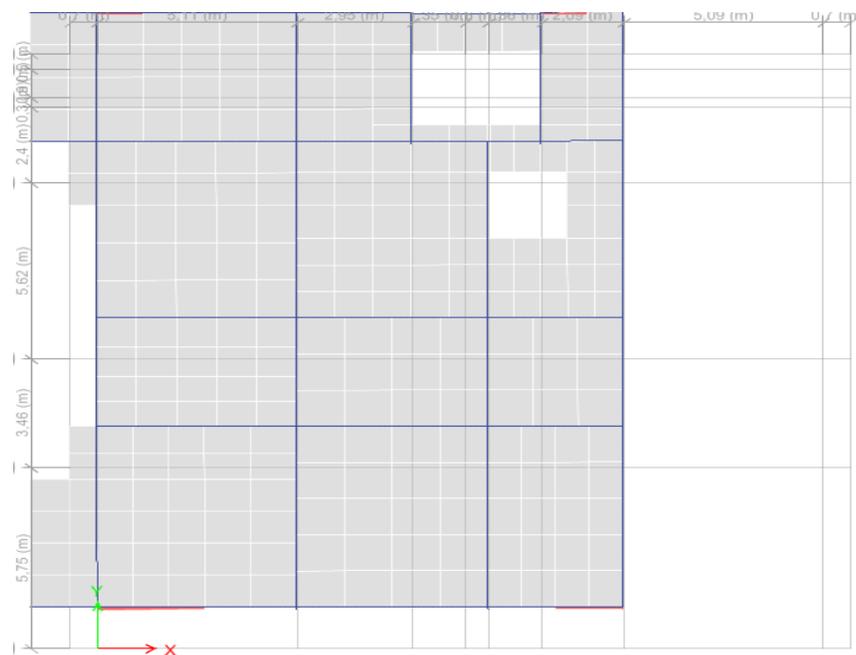


Fig. IV.2 1^{er} mode de déformation (translation suivant y-y).

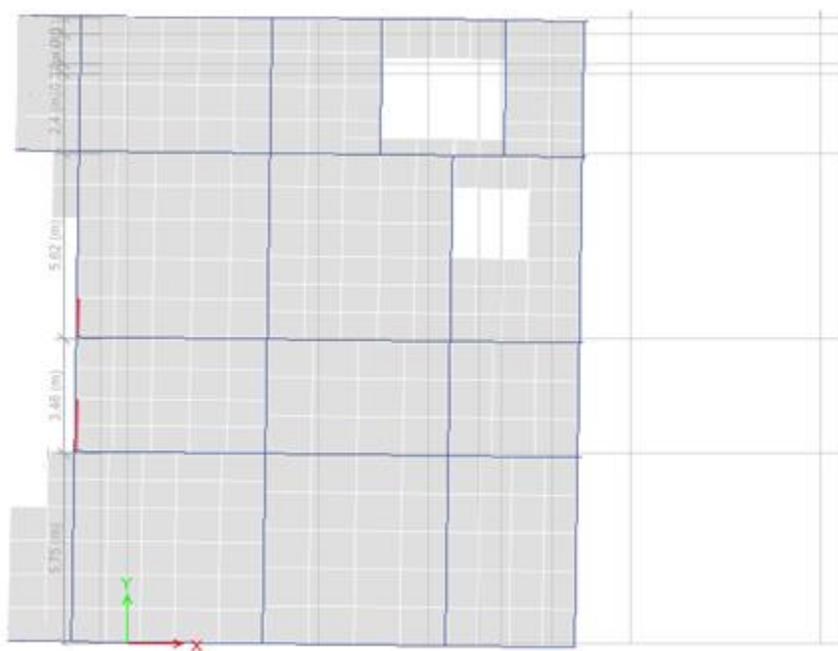


Fig. IV.3 2^{ème} mode de déformation (translation suivant x-x).

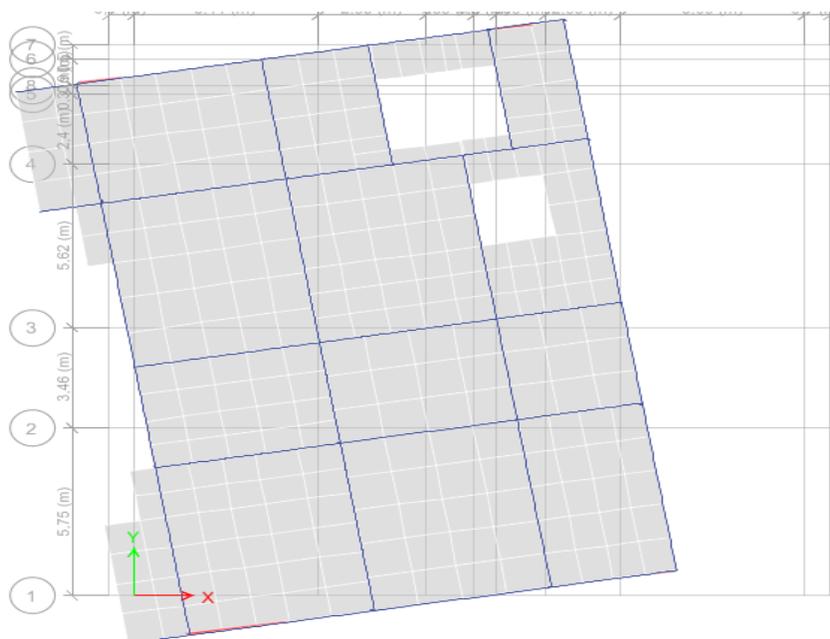


Fig. IV.4 3^{ème} mode de déformation (torsion autour de z-z).

• Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doivent être tel que la somme des masses modales pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure RPA (art4.3.4).

Mode	Période (s)	Mode individuel		Somme cumulée	
		UX	UY	UX	UY
1	0.931	0,0009	0,7585	0,0009	0,7585
2	0.908	0,7342	0,001	0,7352	0,7594
3	0.719	0,0038	0,0009	0,739	0,7603
4	0.331	0,0003	0,1252	0,7393	0,8855
5	0.306	0,1426	0,0008	0,8818	0,8863
6	0.243	0,0012	0,0055	0,883	0,8918
7	0.189	0,0013	0,044	0,8843	0,9358
8	0.163	0,0487	0,0023	0,933	0,9381
9	0.127	0,001	0,0177	0,934	0,9557

10	0.126	0,0059	0,001	0,9399	0,9568
11	0.114	0,0061	0.0003	0,946	0,957
12	0.108	0,0003	0,0097	0,9463	0,9667

Tableau IV.2 Périodes de vibration et taux de participation massique.

D'après les résultats obtenu dans le tableau ci-dessus, on voit bien que les exigences du RPA (art4.3.4) sur le nombre de modes à retenir sont vérifiées pour les deux directions principales à partir du 7^{ème} mode pour le sens y et à partir du 8^{ème} pour le sens x.

IV.3.2.4. Justification de l'interaction voiles-portiques

A) Sous charges verticales

Etages	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
10 ^{ème} étage	2463.29	643.08	79,29	20,71
9 ^{ème} étage	5122.04	1218,47	80,78	19,22
8 ^{ème} étage	7939.45	1806,78	81,46	18,54
7 ^{ème} étage	10951,006	2735.21	80.02	19.98
6 ^{ème} étage	14415.20	3403,65	80,89	19,11
5 ^{ème} étage	18221.05	3804,69	82,72	17,28
4 ^{ème} étage	21857.07	4373.94	83,32	16,68
3 ^{ème} étage	25907.69	4627.70	84,84	15,16
2 ^{ème} étage	29720.22	5117.51	85,31	14,69
1 ^{er} étage	33949.11	5296,69	86,50	13,50
RDC	37510.82	6462.60	85,30	14,70

Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

On remarque que l'interaction voiles-portiques sous charges verticales est vérifiée dans tout les niveaux mis à part le dernier niveau où l'écart est minime (négligeable) .

B) Sous charges horizontales

Etages	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
10 ^{ème} étage	218,22	206,37	66,10	53,26	76,75	79,49	23,24	20,51
9 ^{ème} étage	329,66	355,11	140,38	112,87	70,13	75,88	29,87	24,12
8 ^{ème} étage	366,64	413,47	275,77	238,28	57,07	63,64	42,93	36,56
7 ^{ème} étage	643,65	609,93	172,37	235,40	78,87	72,15	21,13	27,85
6 ^{ème} étage	614,68	635,22	347,36	364,73	63,89	63,53	36,10	36,47
5 ^{ème} étage	810,81	829,92	290,43	313,14	73,63	72,61	26,37	27,39
4 ^{ème} étage	787,08	833,81	436,03	433,83	64,35	65,77	35,65	34,22
3 ^{ème} étage	950,39	1011,10	389,63	371,20	70,92	73,15	29,07	26,85
2 ^{ème} étage	882,86	970,76	560,78	504,58	61,15	65,80	38,84	34,20
1 ^{er} étage	1078,49	1222,83	472,56	344,29	69,54	78,03	30,46	21,97
RDC	609,91	760,14	1029,90	933,41	37,19	44,88	62,81	55,12

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

On remarque que l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales est vérifiée dans tout les niveaux selon les deux sens x et y

IV.3.2.5. Vérification de la résultante des forces sismique

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} > 0.8$	Observation
X-X	1639.81	2008.44	0.82	vérifiée
Y-Y	1693.55	2008.44	0.84	vérifiée

Tableau IV.5 Vérification de l'effort tranchant à la base.

IV.3.2.6. Vérification vis à vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA(art 4.4.3) ; avec : R: Coefficient de comportement (R=5)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

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 d'étage , c.à.d : $\Delta_k < 1\%h_e$; avec h_e : la hauteur d'étage

Niveaux	h_k (m)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k} \%$	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k} \%$
RDC	4.3	0,1198	0,60	0	0,60	0,14	0,155	0,78	0	0,78	0,18
1 ^{er} étage	3	0,2639	1,32	0,6	0,72	0,24	0,334	1,67	0,78	0,89	0,30
2 ^{ème} étage	3	0,4421	2,21	1,32	0,89	0,30	0,52	2,60	1,67	0,93	0,31
3 ^{ème} étage	3	0,634	3,17	2,21	0,96	0,32	0,72	3,60	2,60	1,00	0,33
4 ^{ème} étage	3	0,8349	4,17	3,17	1,00	0,33	0,91	4,55	3,60	0,95	0,32
5 ^{ème} étage	3	1,0347	5,17	4,17	1,00	0,33	1,10	5,50	4,55	0,95	0,32
6 ^{ème} étage	3	1,2326	6,16	5,17	0,99	0,33	1,26	6,30	5,50	0,80	0,27
7 ^{ème} étage	3	1,4209	7,10	6,16	0,94	0,31	1,42	7,10	6,30	0,80	0,27
8 ^{ème} étage	3	1,6053	8,03	7,10	0,93	0,31	1,55	7,75	7,10	0,65	0,22
9 ^{ème} étage	3	1,778	8,89	8,03	0,86	0,29	1,71	8,55	7,75	0,80	0,27
10 ^{ème} étage	3	1,9421	9,71	8,89	0,82	0,27	1,82	9,10	8,55	0,55	0,18

Tableau IV.6 Vérification des déplacements relatifs

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage. (les déplacements obtenus n'offrent pas une bonne capacité dissipative de la structure et cela est du aux limitations imposées par le RPA qui ne donne pas à l'ingénieur son libre cours lors de la conception.

IV.3.2.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA art 5.9)

L'effet PΔ (effet du second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement, il peut

être négligé si cette condition est satisfaite : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$ tel que :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau K .

V_k : Effort tranchant d'étage du niveau K.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

h_k : Hauteur de l'étage K.

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
RDC	4.3	38635	0,0060	1639.81	0.033	0,0078	1693.55	0.041
1 ^{er} étage	3	34370	0,0072	1551.05	0.053	0,0089	1567.12	0.065
2 ^{ème} étage	3	30485	0,0089	1443.64	0.063	0.0093	1475.34	0.064
3 ^{ème} étage	3	26708	0,0096	1340.02	0.064	0.0100	1382.30	0.064
4 ^{ème} étage	3	22931	0,0100	1223.11	0.062	0,0095	1267.64	0.057
5 ^{ème} étage	3	19251	0,0100	1101.24	0.058	0,0095	1143.06	0.053
6 ^{ème} étage	3	15572	0,0099	962.04	0.053	0,0080	999.95	0.042
7 ^{ème} étage	3	11980	0,0094	816.02	0.046	0,0080	845.33	0.037
8 ^{ème} étage	3	8506	0,0093	642.41	0.041	0,0065	651.75	0.028
9 ^{ème} étage	3	5542	0,0086	470.04	0.034	0,0080	467.98	0.031
10 ^{ème} étage	3	2744	0,0082	284.32	0.026	0,0055	259.63	0.019

Tableau IV.7 Vérification de l'effet P- Δ .

On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieures à 0.1, donc l'effet (P- Δ) n'a pas d'influence sur la structure et peut être négliger .

IV.3.2.8. 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: $v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$ RPA99/2003 (art 7.4.1.3) avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B: Aire de la section transversale du poteau considéré.

Niveaux	Section adoptée			N _d (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	B (cm ²)			
RDC et 1 ^{er} étage	60	60	3600	2287.75	0,254	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55	55	3025	1833.95	0,242	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50	50	2500	1411.49	0,225	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45	45	2025	1004.15	0,198	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40	40	1600	606.07	0,151	Vérifiée
10 ^{ème} étage	35	35	1225	216.76	0,071	Vérifiée

Tableau IV.8 Vérification de l'effort normal réduit.

On remarque que le ratio ne dépasse pas ($v=0.3$), donc les sections de coffrage des poteaux sont satisfaisantes

IV.4. Conclusion

L'étude dynamique reste l'une des étapes les plus importantes, globalement on a pu satisfaire la grande majorité des exigences du **RPA 99/2003** ce qui n'est pas une chose aisée pour tout types de structures (entre la justification des interactions, le bon comportement et la vérification de la période), car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Chapitre V

V.1 Introduction

Une construction devra être conçue et dimensionnée de telle sorte qu'elle résistera aux actions horizontales exceptionnelles (vents, chocs,...) notamment les séismes. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrailés (armés), de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon l'une des sollicitations suivantes (la plus défavorable) :

Moment maximal et un effort normal correspondant : $M_{max} + N_{corr}$

Effort normal maximal avec le moment correspondant : $N_{max} + M_{corr}$

Effort normal minimal avec le moment correspondant : $N_{min} + M_{corr}$

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$1.35G + 1.5Q \qquad G + Q$$

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

V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

V.2.1.1 Les armatures longitudinales

- 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 IIa.
- Leur pourcentage maximal sera de : 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal des barres 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).
- Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont rapportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau(cm ²)	A ^{min} (RPA) (cm ²)	A ^{max} (RPA) (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	60x60	28.8	144	216
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55x55	24.2	121	181.5

4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50x50	20	100	150
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45x45	16.2	81	121.5
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40x40	12.8	64	96
10 ^{ème} étage et surélévation	35x35	9.8	49	73.5

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

V.2.1.2 Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{RPA99/2003 (art 7.4.2) avec}$$

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, qui est égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$, et à 3,75 si $\lambda_g < 5$.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit en zone IIa :

en zone nodale : $t \leq \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$

en zone courante : $t \leq 15\phi_1$

ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

• La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ en% donné comme suit :

$$\begin{cases} A_t^{\min} = 0.3\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{cases} \quad \text{avec: } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f étant la longueur de flambement

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum

V.2.2 Ferrailage des poteaux

V.2.2.1 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après

Niveau	$M_{\max} + N_{\text{corr}}$		$N_{\max} + M_{\text{corr}}$		$N_{\min} + M_{\text{corr}}$	
	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KNm)	N (KN)	M(KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	+184.02	-1077.40	-3141.79	-15.38	11.05	63.06
	G+Q+EyDyn min		1.35G+1.5Q		0.8G+ExDyn max	
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	139.58	-1024.05	-2519.11	-37.98	9.74	55.83
	G+Q+EyDyn max		1.35G+1.5Q		0.8G+ExDyn max	
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	-120.77	-827.71	-1939.05	-38.59	8.31	50.76
	G+Q+ExDyn min		1.35G+1.5Q		0.8G+ExDyn max	
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	-100.78	-510.65	-1379.61	-36.43	4.75	50.80
	G+Q+ExDyn min		1.35G+1.5Q		0.8G+ExDyn max	
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	-82.05	-286.89	-832.72	-33.58	-4.08	23.89
	1.35G+1.5Q		1.35G+1.5Q		0.8G+ExDyn max	
10 ^{ème} étage et surélévation	76.85	-133.15	-297.71	17.27	1.29	21.29
	1.35G+1.5Q		1.35G+1.5Q		0.8G+ExDyn max	

Tableau V.2 Sollicitation dans les poteaux.

V.2.2.2. Calcul des armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables

Niveau	Section (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	$A_{\text{min RPA}}$ (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étage	60x60	3.68	28.8	4HA25+8HA14=31.96
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55x55	3.54	24.2	4HA20+8HA14=24.88
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50x50	3.50	20	4HA16+8HA14=20.36
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45x45	3.75	16.2	4HA16+8HA12=17.09
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40x40	1.81	12.8	4HA14+8HA12=15.21
10 ^{ème} étage et surélévation	35x35	1.99	9.8	4HA14+8HA12=15.21

Tableau V.3 Armatures longitudinale dans les poteaux.

V.2.2.3. Calcul des armatures transversales

Section cm ²	Ø _{lmin} cm	V _u KN	λ	L _r cm	S _t ^{ZN} cm	S _t ^{ZC} cm	A _{t cal} cm ²	A _{min} cm ²	A _{t adoptée} cm ²
60x60	1.4	124	5.01	56	10	15	1.94	2.7	6HA10=4.71
55x55	1.4	104	3.81	56	10	15	2.66	3.29	6HA10=4.71
50x50	1.4	93.7	4.2	56	10	15	2.63	3.75	6HA10=4.71
45x45	1.2	76.7	4.66	48	10	15	2.40	2.60	6HA8=3.02
40x40	1.2	66.8	5.25	48	10	15	1.57	1.8	6HA8=3.02
35x35	1.2	59.6	6	48	10	15	1.60	1.57	6HA8=3.02

Tableau V.4 Les Armatures transversale dans les poteaux

V.2.3 Vérification des contraintes

la fissuration est peu nuisible , donc on ne vérifiera que la contrainte du béton pour le poteau le plus sollicité de chaque niveau

$$\sigma_{bc1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{ser}^{G} \times v}{I_{yy'}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_{ser}^G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{1}{S} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \right); V' = h - V$$

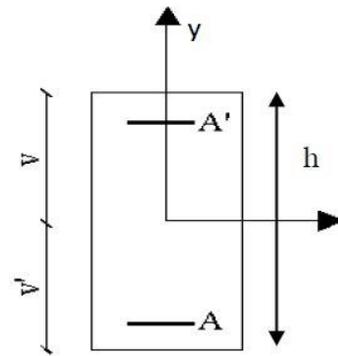


Fig V.1 Section d'un poteau.

Les résultats de calcul sont récapitulés et reportés dans le tableau qui suit

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage et Surélévation
Sec (cm ²)	60x60	55x55	50x50	45x45	40x40	35x35
d (cm)	57	52	47	42	37	32
A (cm ²)	31.96	24.88	20.36	17.09	15.21	15.21
V (cm)	33.17	30.19	27.39	24.69	22.12	19.78
V' (cm)	26.83	24.81	22.61	20.31	17.88	15.22
I _{yy'} (m ⁴)	0.014	0.0096	0.0065	0.00428	0.00271	0.00165
S (m ²)	0.40794	0.33982	0.28054	0.22813	0.18282	0.145315
N _{ser} (MN)	2.28826	1.83392	1.41146	1.00413	0.60606	0.21676

M_{ser} (MN)	0.06817	0.06119	0.06349	0.06376	0.05959	0.05582
M_{ser}^G (MN)	0.14070	0.11052	0.09722	0.08575	0.07243	0.0608
σ_{bc1} (MPa)	8.94	8.87	9.12	9.34	9.23	8.78
σ_{bc2} (MPa)	2.91	2.54	1.65	0.33	1.46	4.11
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.5 Vérification des contraintes dans le béton.

V.2.4 Vérification aux sollicitations tangentes : RPA 99/2003 (art 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} \text{ tel que : } \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \text{ (la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous}$$

combinaison sismique), les résultats sont reportés dans le tableau ci dessous

Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Obs
RDC et 1 ^{er} étage	60x60	3.01	5.01	0.075	57	124	0.362	1.875	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55x55	2.1	3.81	0.04	52	104	0.364	1	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50x50	2.1	4.2	0.04	47	93.7	0.398	1	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45x45	2.1	4.66	0.04	42	76.7	0.406	1	vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40x40	2.1	5.25	0.075	37	66.8	0.451	1.875	vérifiée
10 ^{ème} étage et surélévation	35x35	2.1	6	0.075	32	59.6	0.532	1.875	vérifiée

Tableau V.6 Vérification des sollicitations tangentes.

V.2.5 Schéma de ferrailage

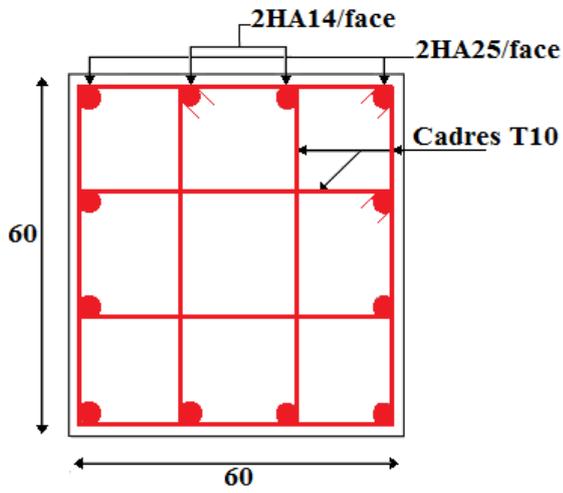


Fig V.2 Exemple de schéma de ferrailage des poteaux du RDC et 1^{er} étage.

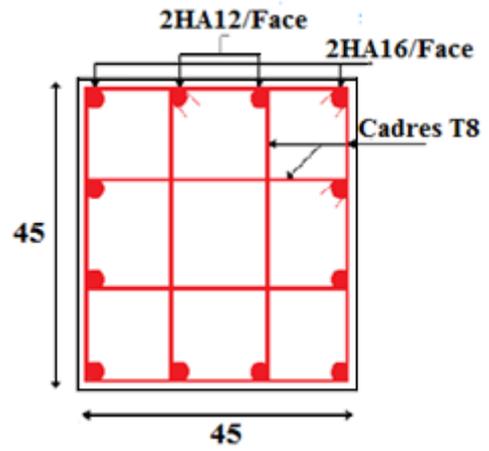


Fig V.3 Exemple de schéma de ferrailage des poteaux du 6^{ème} et 7^{ème} étages.

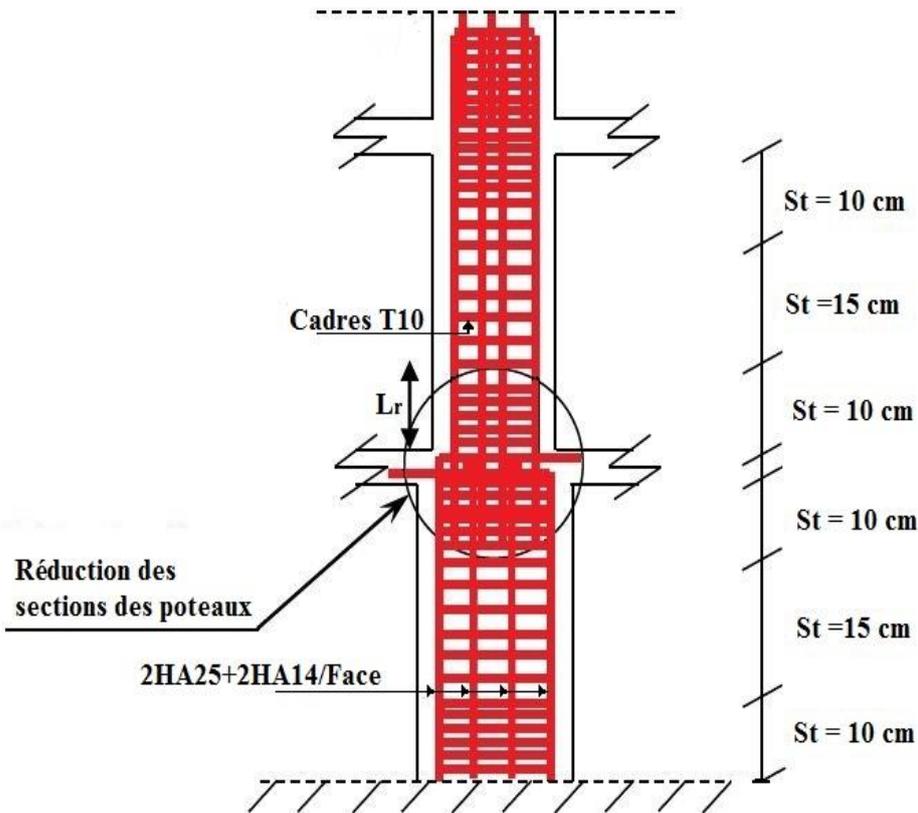


Fig V.4 Coupe en élévation d'un poteau du RDC

V.3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple , sous un moment fléchissant permettant de déterminer les dimensions des armatures longitudinales, et un effort tranchant permettant de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ETABS qui résultent des combinaisons du RPA99 /2003 qui sont

$$1.35G + 1.5Q \quad G + Q$$

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

V.3.1. Calcul du ferrailage

V.3.1.1 Armatures longitudinales

Niveau	Type	Section (cm ²)	Loc	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisit} (cm ²)
RDC + étage1	PP	35x45	Appui	-199.18 (ELA)	15.11	7.87	3HA20+3HA16=15.45
			Travée	196.40 (ELA)	14.86		3HA20+3HA16=15.45
	PS	35x40	Appui	-128.03 (ELA)	10.80	7	6HA16=12.06
			Travée	115.94 (ELA)	9.69		3HA16+3HA14=10.65
Etages [2-5]	PP	35x45	Appui	-168.75 (ELA)	12.57	7.87	3HA20+3HA14=14.04
			Travée	163.95 (ELA)	12.18		3HA20+3HA14=14.04
	PS	35x40	Appui	-136.69 (ELA)	11.60	7	6HA16=12.06
			Travée	114.83 (ELA)	9.59		3HA16+3HA14=10.65
Etages [6-9]	PP	35x45	Appui	-142.03 (ELA)	10.41	7.87	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	89.61 (ELA)	6.41		3HA14+3HA12=8.01
	PS	35x40	Appui	-125.80 (ELA)	10.59	7	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	76.84 (ELA)	6.25		3HA14+3HA12=8.01
Etage10 + Surélévation	PP	35x45	Appui	-107.41 (ELA)	7.88	7.87	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	73.53 (ELA)	5.26		3HA14+3HA12=8.01
	PS	35x40	Appui	-95.75 (ELU)	7.90	7	3HA14+3HA12=8.01
			Travée	69.25 (ELU)	5.68		3HA14+3HA12=8.01

Tableau V.7 Armatures longitudinales dans les poutres.

V.3.1.2. Vérification des armatures selon le RPA99

• Pourcentage maximal des armatures longitudinales

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 56 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b \times h = 84 \text{ cm}^2$

• **Pourcentage minimal des armatures longitudinales**

$$A_{\min} = 0.5\%b \times h = 7 \text{ cm}^2$$

• **Les longueur de recouvrement**

$$L_r > 40\emptyset \quad (\text{zone IIa})$$

Pour $\emptyset=20 \text{ mm}$ on adopte $L_r=80 \text{ cm}$

Pour $\emptyset=16 \text{ mm}$ on adopte $L_r=65 \text{ cm}$

Pour $\emptyset=14 \text{ mm}$ on adopte $L_r=60 \text{ cm}$

Pour $\emptyset=12 \text{ mm}$ on adopte $L_r=50 \text{ cm}$

V.3.1.3 Armatures transversales

a) Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par:

$$\text{PP: } \emptyset \leq \min\left(\emptyset_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3.5) = 1.2 \text{ cm}$$

$$\text{PS: } \emptyset \leq \min\left(\emptyset_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3.5) = 1.14 \text{ cm}$$

Soit $\emptyset=8 \text{ mm}$. Donc on opte pour : $A_t= 4T8= 2.01 \text{ cm}^2$ (cadre +étrier $\emptyset 8$)

b) Calcul des espacements des armatures transversales

les espacements seront calculés selon les recommandations du RPA99/2003 (art 7.5.2.2)

$$\text{Zone nodale: PP: } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_{\min}; 30\text{cm}\right) = 11.25 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t=10 \text{ cm}$$

$$\text{PS: } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_{\min}; 30\text{cm}\right) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t=10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: PP: } S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm} \rightarrow S_t=15 \text{ cm}$$

$$\text{PS: } S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t=15 \text{ cm}$$

c) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

V.3.2 Vérification à l'ELU

V.3.2.1 Condition de non fragilité

$$\text{PP: } A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.35 \times 0.42 \times \frac{2.1}{400} = 1.77 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{PS: } A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.35 \times 0.37 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2 < A \rightarrow \text{vérifiée}$$

V.3.2.2 Vérification des contraintes tangentielles

Il faut vérifier que : $\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.133f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	257.79	1.75	3.33	Vérifiée
Secondaires	341.15	2.63	3.33	Vérifiée

Tableau V.8 Vérification des contraintes tangentielles.

V.3.3 Vérification à l'ELS

La fissuration est peu nuisible donc il suffit de vérifier la contrainte de compression du béton.

V.3.3.1 Etat limite de compression du béton

Poutre	Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y(m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
P P	Appui	-94.22	0.1828	0.00210	8.20	15	Vérifiée
	Travée	53.50	0.1389	0.00130	5.71	15	Vérifiée
P S	Appui	-89.14	0.1437	0.00116	11.04	15	Vérifiée
	Travée	50.36	0.1287	0.00095	6.82	15	Vérifiée

Tableau V.9 Vérification de l'état limite de compression du béton.

V.3.3.2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Poutre Principale

$$\frac{h}{L} = \frac{0.45}{5.62} = 0.080 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.062$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0054 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

$$L < 8m$$

Poutre secondaire

$$\frac{h}{L} = \frac{0.40}{5.11} = 0.078 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.062$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0082 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

$$L < 8m$$

Toutes les conditions sont satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.4 Vérification des zones nodales (RPA99/2003 art 7.6.2)

Il faut vérifié que : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$

Cette disposition fait en sorte que les rotules plastiques apparaissent dans les poutres et non dans les poteaux.

M_s : Moment résistant dans le poteau inferieur

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur

M_w : Moment résistant gauche de la poutre

M_e : Moment résistant droite de la poutre

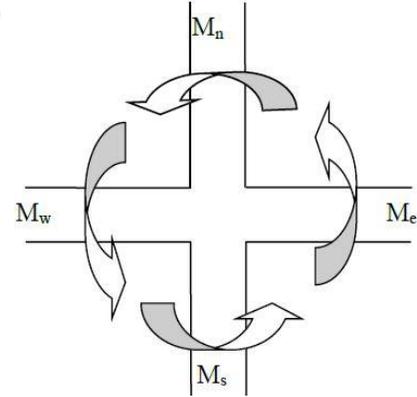


Fig V.5 Les moments dans la zone nodale.

V.3.4.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ avec $z = 0.9h$; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	60x60	54	31.96	600.28
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	55x55	49.5	24.88	428.38
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	50x50	45	20.36	318.67
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45x45	40.5	17.09	240.74
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40x40	36	15.21	190.45
10 ^{ème} étage et surélévation	35x35	31.5	15.21	166.65

Tableau V.10 Moment résistant dans les poteaux.

V.3.4.2 Détermination du moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

Niveau	M _n	M _s	M _n +M _s	M _w	M _e	1.25(M _w +M _e)	observation
RDC	600.28	600.28	1200.56	231.72	231.72	579.3	Vérifiée
1 ^{er} étage	428.38	600.28	1028.66	231.72	231.72	579.3	Vérifiée
2 ^{ème} étage	428.38	428.38	856.76	197.77	197.77	494.42	Vérifiée
3 ^{ème} étage	318.67	428.38	747.05	197.77	197.77	494.42	Vérifiée

4 ^{ème} étage	318.67	318.67	637.34	197.77	197.77	494.42	Vérifiée
5 ^{ème} étage	240.74	318.67	559.41	197.77	197.77	494.42	Vérifiée
6 ^{ème} étage	240.74	240.74	481.48	150.023	150.023	375.06	Vérifiée
7 ^{ème} étage	190.45	240.74	431.19	150.023	150.023	375.06	Vérifiée
8 ^{ème} étage	190.45	190.45	380.9	150.023	150.023	375.06	Vérifiée
9 ^{ème} étage	166.65	190.45	357.10	150.023	150.023	375.06	Vérifiée
10 ^{ème} étage	166.65	166.65	333.30	112.83	112.83	282.08	Vérifiée

Tableau V.11 Vérification de la zone nodale.

Les moments résistants dans les zones nodales sont vérifiés conformément aux exigences du RPA 99/2003, il en résulte que le risque d'apparition de rotules plastiques en cas d'événement sismique majeur surviendrait plutôt dans les poutres que les poteaux. Ce qui prémunirait la structure d'un effondrement subite (mécanisme de ruine)

V.3.5 Schémas de ferrailages

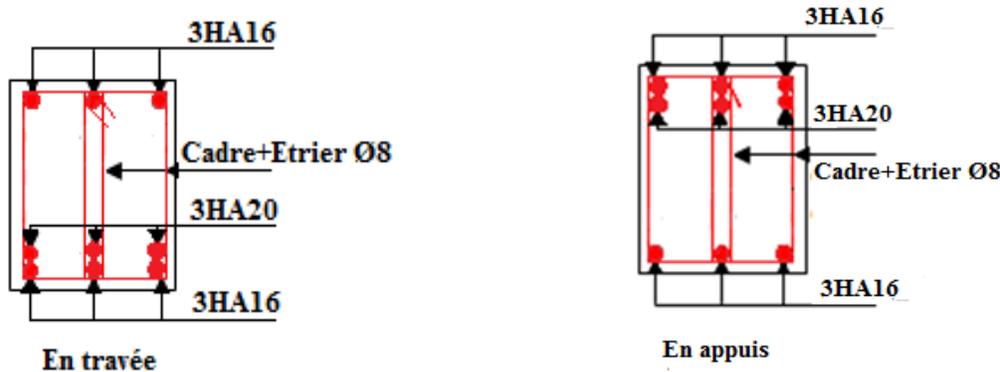


Fig V.6 Exemple de schéma de ferrailage des poutres principales du RDC et 1^{er} étage.

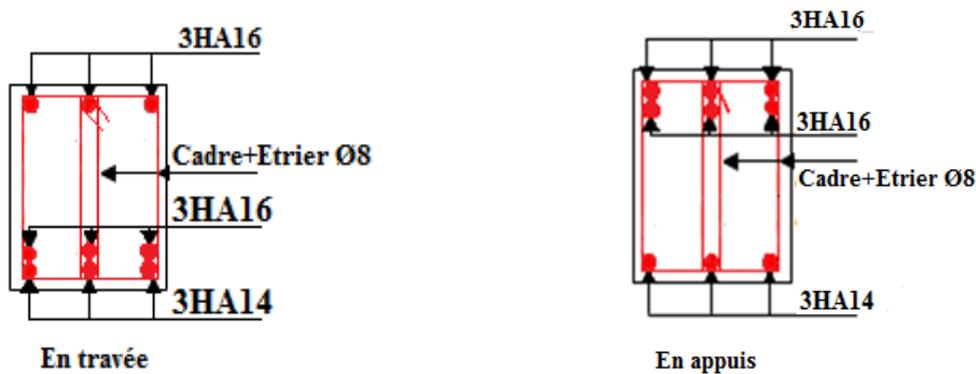


Fig V.7 Exemple de schéma de ferrailage des poutres secondaires du RDC et 1^{er} étage.

V.4 Etude des voiles

V.4.1 Introduction

Le RPA version 2003(3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont: -Rupture par flexion.

-Rupture par cisaillement sous l'effet de l'effort tranchant.

-Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes: $1.35G + 1.5Q$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V.4.2 Recommandation du RPA99/2003 (art 7.7.4.1)

V.4.2.1 Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles, elles doivent respecter les prescriptions suivantes:

- $A_{\min} = 0.2\%L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue; e : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

V.4.2.2 Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à $10\emptyset$ avec

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} \text{ et } \tau_u = \frac{1.4V_d}{e \times d}$$

V.4.2.3 Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de 4 épingles par $1m^2$ au moins.

V.4.2.4 Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times h \text{ dans la zone extrême du voile}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times e \times h \text{ dans la zone courante du voile}$$

- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times e ; 30\text{cm})$ avec e : épaisseur du voile.

V.4.3 Ferrailage

L'ETABS, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparer les valeurs les plus défavorables des sollicitations selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant, Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent

V.4.3.1 Voiles sens xx

Niveau	$N_{\max} , M_{\text{corres}}$		$M_{\max} , N_{\text{corres}}$		$N_{\min} , M_{\text{corres}}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	830.12	126.76	-587.79	464.77	157.83	-151.04	-238.36
Etages1,2,3	593.03	-33.21	-314.86	362.77	156.55	-68.38	-77.00
Etages4,5,6	479.05	-26.51	-270.64	265.10	147.81	-71.32	-70.74
Etages7,8,9	273.82	-127.19	-210.71	168.06	104.39	-123.64	-55.71
Etage 10	148.00	14.05	134.08	65.35	49.28	-51.09	-38.99

Tableau V.12 Sollicitations maximales des voiles $V_{x1,2} = 1.2$ m.

Niveau	$N_{\max} , M_{\text{corres}}$		$M_{\max} , N_{\text{corres}}$		$N_{\min} , M_{\text{corres}}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	1371.10	72.81	838.96	1128.52	563.77	-89.08	275.42
Etages1,2,3	1004.22	-33.98	-622.87	619.87	397.95	-620.46	-133.37
Etages4,5,6	746.85	-44.01	-515.35	461.96	296.41	-507.05	-114.50
Etages7,8,9	324.26	57.52	139.44	288.08	116.00	-145.96	-35.65
Etage 10	122.51	-35.44	-57.80	71.43	44.35	-53.21	-42.54

Tableau V.13 Sollicitations maximales du voile $V_{x3} = 1.75$ m.

Niveau	$N_{\max} , M_{\text{corres}}$		$M_{\max} , N_{\text{corres}}$		$N_{\min} , M_{\text{corres}}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	2009.91	-202.30	-2107.76	1060.46	585.20	-2058.31	-527.47
Etages1,2,3	1459.80	155.39	997.20	1228.29	557.52	-787.96	198.75
Etages4,5,6	1062.74	175.46	741.57	949.81	352.71	-504.65	162.85
Etages7,8,9	497.38	100.75	-280.71	268.80	158.13	-254.72	66.23
Etage 10	204.71	60.31	128.16	188.03	62.79	-51.06	51.65

Tableau V.14 Sollicitations maximales du voile $V_{x4} = 2.7$ m.

- **Ferrailage des voiles sens xx**

niveau	RDC	Etages 1,2 et 3	Etages 4,5 et 6	Etages 7,8 et 9	Etage 10
Section (cm ²)	20x120	15x120	15x120	15x120	15x120
N (KN)	464.77	362.77	147.82	168.06	65.36
M (KN.m)	-587.79	-314.81	-71.32	210.72	134.09
V (KN)	-238.37	-77.00	70.74	-55.71	-38.99
Type de section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
τ (MPa)	1.45	0.47	0.57	0.45	0.316
$\tau_{adm}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
L_t (m)	0.505	0.462	0.480	0.504	0.54
A_{Vcal} (cm ²)	9.96	3.14	3.46	3.09	2.49
A_{Vmin} (cm ²)	3.6	2.7	2.7	2.7	2.7
A_{Vadopt} / face (cm ²)	7HA14=10.78	7HA10=5.5	7HA10=5.5	7HA10=5.5	7HA10=5.5
St (cm)	22	22	22	22	22
A_{hcal} (cm ²)	1.81	0.59	0.54	0.42	0.30
A_{hadopt} /plan(cm ²)	2HA12=2.26	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.15 Ferrailage des voiles Vx1,2=1.2m.

niveau	RDC	Etages 1,2 et 3	Etages 4,5 et 6	Etages 7,8 et 9	Etage 10
Section (cm ²)	20x175	15x175	15x175	15x175	15x175
N (KN)	1371.10	397.95	296.41	116.00	44.35
M (KN.m)	72.81	-620.46	-507.05	-145.96	-53.21
V (KN)	275.42	-133.37	-114.50	-35.65	-42.54
Type de section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
τ (MPa)	1.13	0.73	0.63	0.196	0.25
$\tau_{adm}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
L_t (m)	0.532	0.64	0.725	0.672	0.67
A_{Vcal} (cm ²)	0.59	5.72	4.82	0.82	0.25
A_{Vmin} (cm ²)	5.25	3.94	3.94	3.94	3.94
A_{Vadopt} / face (cm ²)	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28
St (cm)	25	25	25	25	25
A_{hcal} (cm ²)	1.41	0.68	0.59	0.184	0.23
A_{hadopt} /plan(cm ²)	2HA12=2.26	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57

St (cm)	20	20	20	20	20
---------	----	----	----	----	----

Tableau V.16 Ferrailage du voile Vx3=1.75m.

niveau	RDC	Etages 1,2 et 3	Etages 4,5 et 6	Etages 7,8 et 9	Etage 10
Section (cm ²)	20x270	15x270	15x270	15x270	15x270
N (KN)	585.20	557.52	352.72	158.13	62.79
M (KN.m)	-2058.31	-787.96	504.65	254.72	-51.06
V (KN)	527.46	198.75	162.85	66.23	-51.65
Type de section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
τ (MPa)	1.39	0.7	0.57	0.223	0.182
$\tau_{adm}=0.2f_{c28}$	5	5	5	5	5
L_t (m)	1.17	0.92	0.92	0.97	0.6
A_{Vcal} (cm ²)	15.64	1.08	0.59	0.50	0
A_{Vmin} (cm ²)	8.1	6.07	6.07	6.07	6.07
$A_{Vadopt}/$ face (cm ²)	10HA14+ 2HA12=17.65	12HA10=9.42	12HA10=9.42	12HA10=9.42	12HA10=9.42
St (cm)	25	25	25	25	25
A_{hcal} (cm ²)	1.73	0.65	0.537	0.22	0.17
$A_{hadopt}/$ plan(cm ²)	2HA12=2.26	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.17 Ferrailage du voile Vx4=2.7m.

V.4.3.2 Voiles sens yy

Niveau	N_{max}, M_{corres}		M_{max}, N_{corres}		N_{min}, M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	1416.73	-644.02	-644.02	1416.73	216.07	627.39	-252.72
Etages1,2,3	691.91	-389.74	607.07	319.35	161.17	570.98	134.01
Etages4,5,6	528.17	210.80	624.73	304.35	183.97	572.60	139.29
Etages7,8,9	253.26	-33.68	352.03	114.27	59.47	298.13	81.26
Etage 10	139.21	48.15	108.5	58.25	27.59	80.79	82.84

Tableau V.18 Sollicitations maximales du voile Vyl =1.2 m.

Niveau	N_{max}, M_{corres}		M_{max}, N_{corres}		N_{min}, M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	1899.29	20.95	1161.33	1228.75	775.91	1155.23	349.72
Etages1,2,3	1328.64	149.47	561.54	908.80	555.79	103.91	122.47
Etages4,5,6	962.98	134.96	615.76	685.48	453.36	574.72	137.67
Etages7,8	687.06	62.65	180.03	483.20	279.72	40.83	147.61

Tableau V.19 Sollicitations maximales du voile $Vy_2 = 1.8$ m.

Niveau	N_{max}, M_{corres}		M_{max}, N_{corres}		N_{min}, M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC	1389.12	-114.75	-1071.08	1098.73	596.95	937.41	-393.82
Etages1,2,3	1006.02	-164.07	-826.19	926.45	304.54	645.62	-182.16
Etages4,5,6	772.69	-148.53	691.31	658.19	286.98	531.73	158.07
Etages7,8,9	384.28	125.59	307.52	334.31	137.74	176.81	74.26
Etage 10	157.10	-104.72	121.81	139.63	52.33	2.76	84.94

Tableau V.20 Sollicitations maximales du voile $Vy_3 = 1.6$ m.

• Ferrailage des voiles sens yy

niveau	RDC	Etages 1,2 et 3	Etages 4,5 et 6	Etages 7,8 et 9	Etage 10
Section (cm ²)	20x120	15x120	15x120	15x120	15x120
N (KN)	216.07	161.17	183.97	114.27	27.59
M (KN.m)	627.39	570.98	572.60	352.03	80.79
V (KN)	-252.72	134.01	139.29	81.26	82.84
Type de section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
τ (MPa)	1.54	1.08	1.13	0.66	0.67
$\tau_{adm}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
L_t (m)	0.559	0.536	0.542	0.561	0.56
$A_{v_{cal}}$ (cm ²)	14.22	13.78	13.52	7.75	1.65
$A_{v_{min}}$ (cm ²)	3.6	2.7	2.7	2.7	2.7
$A_{v_{adopt}} / \text{face}$ (cm ²)	8HA16=16.08	8HA16=16.08	8HA16=16.08	8HA12=9.05	7HA10=5.5
St (cm)	17	17	17	17	20
$A_{h_{cal}}$ (cm ²)	1.93	1.02	1.06	0.62	0.63
$A_{h_{adopt}} / \text{plan}$ (cm ²)	2HA12=2.26	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57

St (cm)	20	20	20	20	20
---------	----	----	----	----	----

Tableau V.21 Ferrailage du voile Vy1=1.2m.

niveau	RDC	Etages 1,2 et 3	Etages 4,5 et 6	Etages 7,8
Section (cm ²)	20x180	15x180	15x180	15x180
N (KN)	775.91	908.80	453.36	483.20
M (KN.m)	1155.83	561.64	574.72	180.03
V (KN)	349.72	122.47	137.67	147.61
Type de section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
τ (MPa)	1.39	0.653	0.734	0.787
$\tau_{adm}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
L _t (m)	0.71	0.46	0.68	0.18
A _{Vcal} (cm ²)	10.39	0	3.75	0
A _{Vmin} (cm ²)	5.4	4.05	4.05	4.05
A _{Vadopt} / face (cm ²)	10HA12=11.31	10HA10=7.85	10HA10=7.85	10HA10=7.85
St (cm)	20	20	20	20
A _{hcal} (cm ²)	1.74	0.61	0.68	0.74
A _{hadopt} /plan(cm ²)	2HA12=2.26	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57
St (cm)	20	20	20	20

Tableau V.22 Ferrailage du voile Vy2=1.8m.

Niveau	RDC	Etages 1,2 et 3	Etages 4,5 et 6	Etages 7,8 et 9	Etage 10
Section (cm ²)	20x160	15x160	15x160	15x160	15x160
N (KN)	596.95	304.54	286.98	137.74	139.63
M (KN.m)	937.41	645.62	531.73	176.81	121.81
V (KN)	-393.82	-182.16	158.07	74.26	84.94
Type de section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
τ (MPa)	1.78	1.09	0.951	0.447	0.511
$\tau_{adm}=0.2f_{c28}$	5	5	5	5	5
L _t (m)	0.664	0.699	0.68	0.63	0.55
A _{Vcal} (cm ²)	11.08	8.69	6.49	1.35	0.26
A _{Vmin} (cm ²)	4.8	3.6	3.6	3.6	3.6

$A_{v_{adopt}}/face (cm^2)$	10HA12=11.31	10HA12=11.31	10HA10=7.85	8HA10=6.28	8HA10=6.28
St (cm)	17	17	17	22	22
$A_{h_{cal}} (cm^2)$	2.22	1.03	0.89	0.42	0.47
$A_{h_{adopt}}/plan (cm^2)$	2HA12=2.26	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57	2HA10=1.57
St (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.23 Ferrailage du voile $Vy3=1.6m$.

V.3.3.3 Schéma de ferrailage

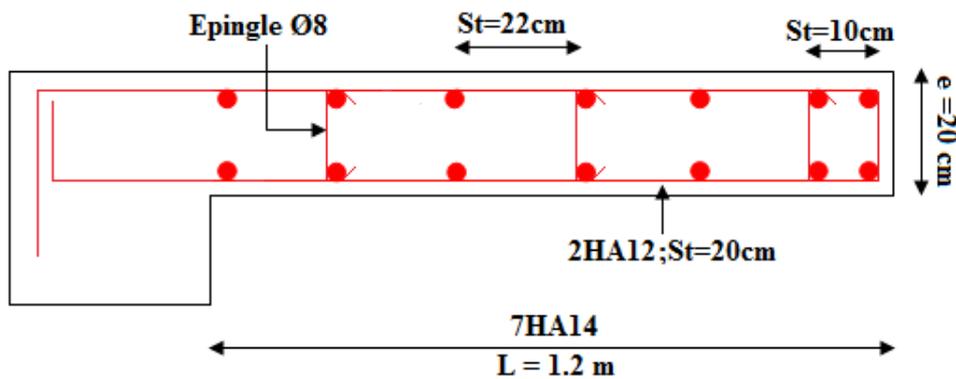


Fig V.8 Schéma de ferrailage des voiles $Vx1,2=1.2m$.

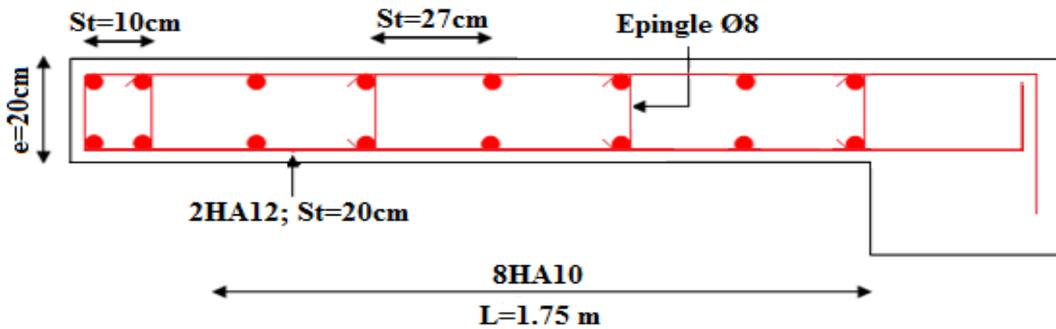


Fig V.9 Schéma de ferrailage du voile $Vx3=1.75m$.

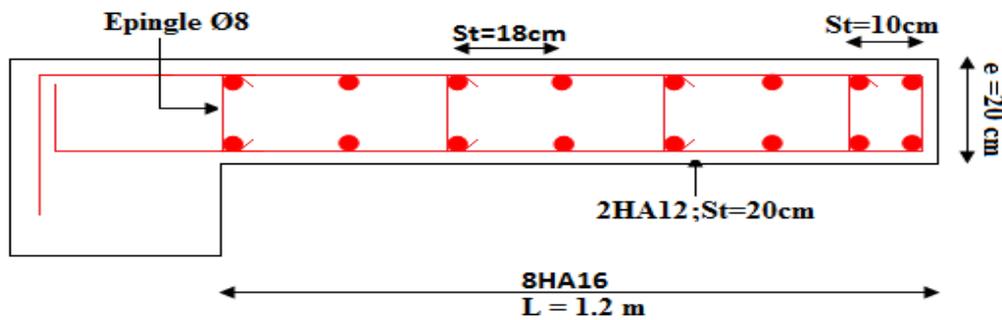


Fig V.10 Schéma de ferrailage du voile $Vy1=1.2m$.

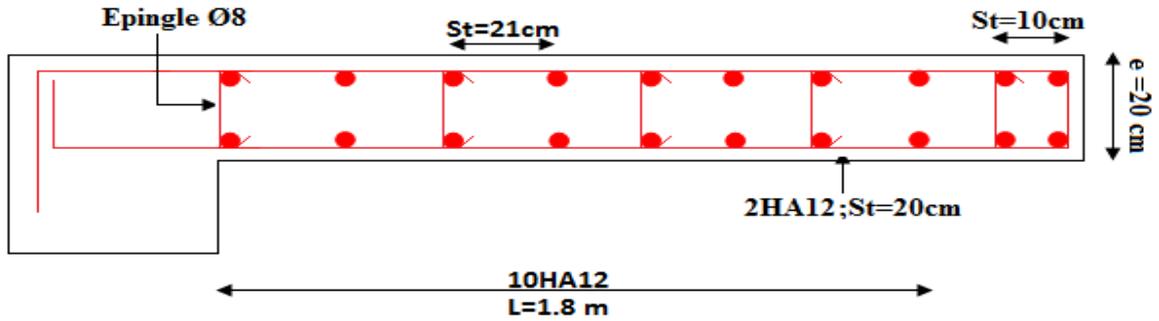


Fig V.11 Schéma de ferrailage du voile $Vy2=1.8m$.

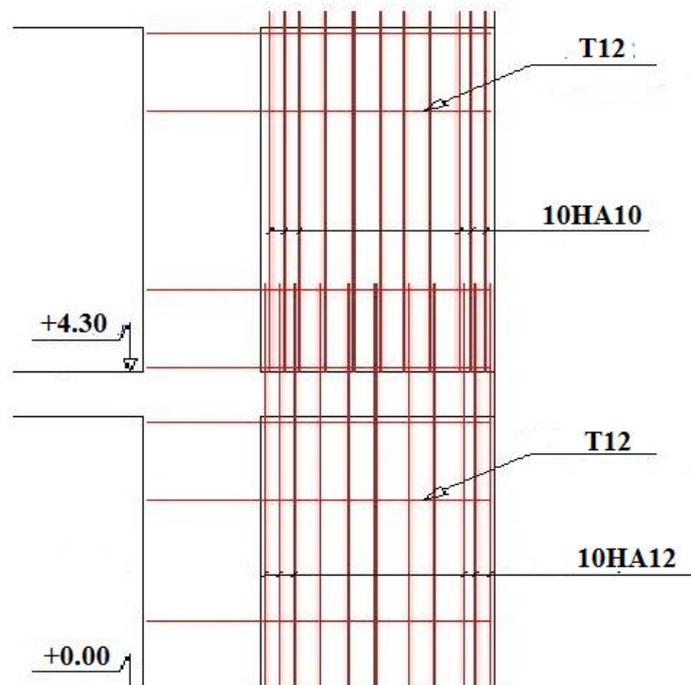


Fig V.12 Coupe en élévation du voile $Vy2=1.8 m$.

V.5 Conclusion

L'étude des éléments principaux est l'une des étapes la plus importante de toute étude en génie civil car ces derniers forment un seul bloc résistant aux diverses sollicitations, ils doivent être correctement dimensionnés et ferrillés en conséquence pour résister aux efforts internes qui les sollicitent quelque soit la situation.

Les ferrillages adoptés pour chaque éléments respectent toutes les recommandation du RPA99/ 2003 ainsi que le BAEL91/99.

Chapitre VI

VI.1. Introduction

L'infrastructure est la partie enfouie dans le sol ,elle a pour objectif de transmettre les diverses charges venues de la superstructure au sol, cette transmission peut se faire par un contact direct (semelles posées directement sur le sol ce qu'on nomme fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux ou bien fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol;
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise;
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VI.2. Etude des fondations**VI.2.1. Les différents types de fondation**

Le **D.T.U 13-12** définit les différents types de fondations en fonction du rapport D/B qui sont:

- $\frac{D}{B} \leq 6$: fondations superficielles (semelle isolée ;semelle filante ou radier)
- $6 < \frac{D}{B} < 10$: fondations semi profondes (puits)
- $\frac{D}{B} \geq 10$: fondation profonde (pieux)

VI.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

La capacité portante du sol; l'intensité des charges transmises au sol; la distance entre axes des poteaux.

La nature du sol et la profondeur de l'horizon résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ($D=2 \text{ m} \leq B \times 6$). Pour faire le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : semelle isolée, semelle filante et radier afin de faire le choix le mieux adapté en vue de rallier le parti technico-économique.

VI.2.3. Reconnaissance du sol

Afin de correctement projeter une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain ,après essai et calcul on a pu déterminer les caractéristiques qui suivent:

$D = 2 \text{ m}$; $Q_{adm}=2.60 \text{ bar}$; $C=0.4 \text{ bar}$; $\gamma= 20.9 \text{ KN/m}^3$; $\theta =25^\circ$

VI.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles**VI.2.4.1. semelles isolées**

• **Combinaisons d'actions à considérer:** D'après le RPA99/ 2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes

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

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots (1)$$

N = 2288.34 KN (effort normal à l'ELS du poteau le plus sollicité donné par le calcul)

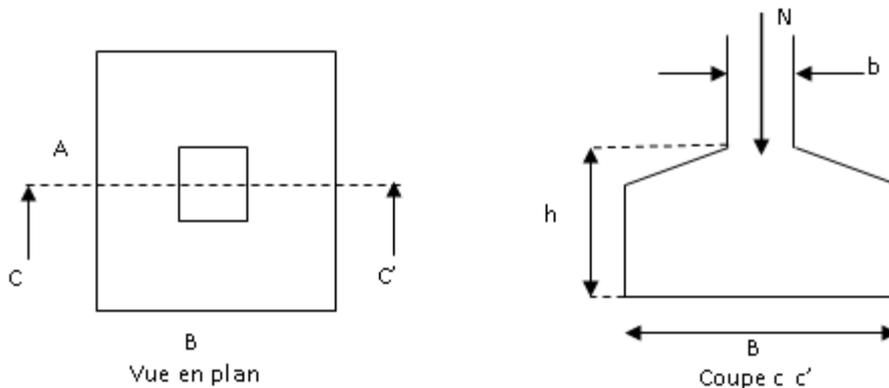


Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée

On a les dimensions de la semelle et du poteau homothétiques : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

On remplace la valeur de A dans (1) ce qui donne : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = 2.97$ on prend B= 3m.

$L_{min} = 2.09$ m ; on remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc les semelles isolées sont à exclure .

VI. 2.4.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante (SF1), de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 6 poteaux N₁, N₂, N₃, N₄, N₅,N₆ et 2 voiles avec un débord de 0.5 m

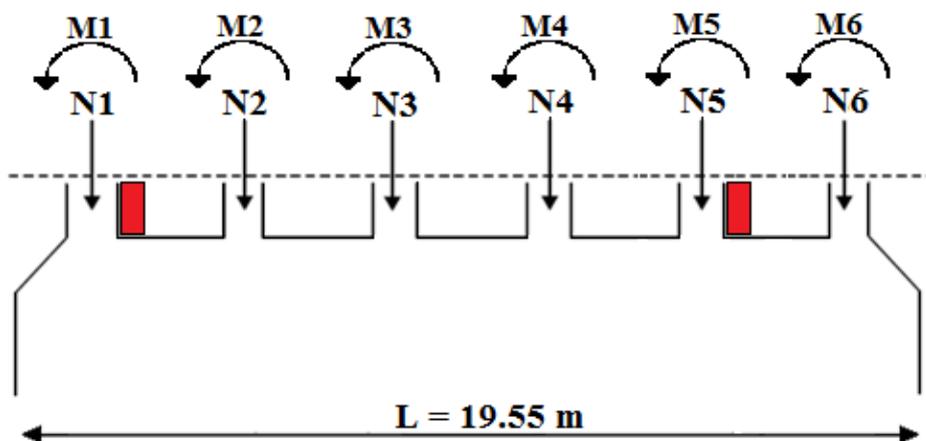


Figure VI.2 Semelle filante SF1

Avec : $N = \sum_{i=1}^6 N_i = 6940.51$ KN $M = \sum_{i=1}^6 M_i = 110.66$ KN.m (N et M sont pris à l'ELS)

Remarque : Afin de prendre en compte les divers poids des couches de terres sur la semelle filante ainsi que son poids propre, on majore l'effort de 20%, soit un ratio moyen déterminé compte tenu des calculs développés manuellement:

$$N_s = 1.2 N = 8328.61 \text{ KN}$$

A partir du modèle de Meyerhof

$$B \geq \frac{1.2 \times N}{(L - 2e) \times \bar{\sigma}_{sol}} \text{ avec } e = \frac{M}{N} = \frac{110.66}{8328.61} = 0.013 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{8328.61}{(19.55 - 2 \times 0.013) \times 260} = 1.64 \text{ m}$$

on prend **B = 1.7 m**

On remarque qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles en tenant compte des entres axes des poteaux, donc on opte pour des semelles filantes.

La figure VI.3 qui suit montre la disposition des semelles filantes

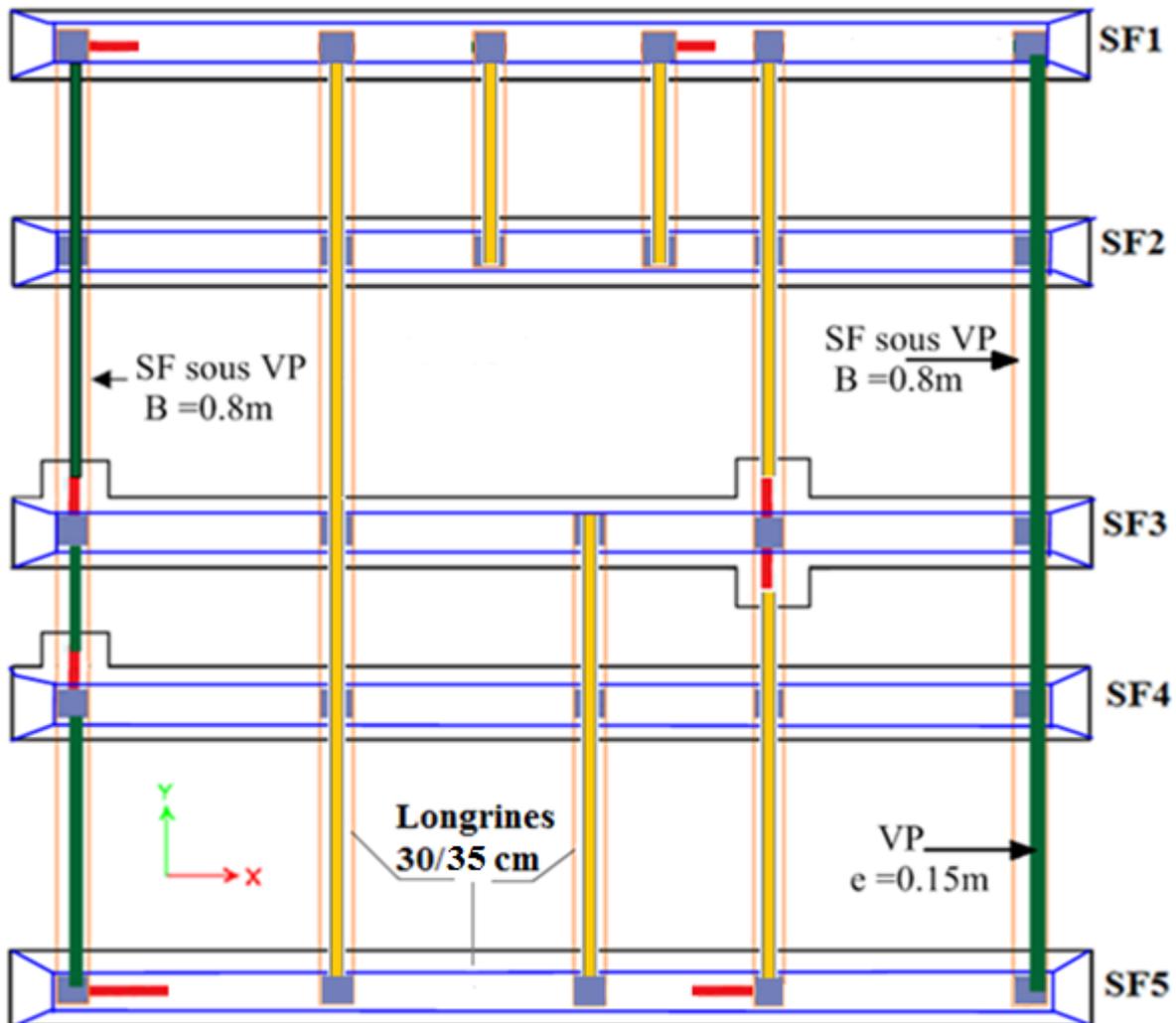


Figure VI.3 Vue en plan de la disposition des semelles filantes

Dans le sens YY, les semelles filantes sont liaisonnées à la base par des longrines de 30/40 cm en vue d'assurer un monolithisme vis-à-vis des efforts horizontaux ainsi que de reprendre les moments de flexion dans le sens YY (M_{yy}).

Les résultats de dimensionnement des autres semelles filantes sont résumées dans le tableau VI.1 suivant:

Semelle	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5
N (KN)	8328.61	11818.99	11799.61	11424.61	9539.28
M (KN.m)	110.66	27.28	14.13	63.81	88.58
e (m)	0.013	0.0023	0.0012	0.0056	0.0093
B (m)	1.7	2.35	2.35	2.35	1.9

Tableau VI.1 Dimensionnement des différentes semelles filantes

VI. 2.5. Dimensionnement de la poutre de libage

on a un poteau de dimension : $b = 60 \text{ cm}$ donc $b_0 = b + 10 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$

$$\frac{L_{\max}}{9} < h_0 < \frac{L_{\max}}{6} \rightarrow \frac{5.11}{9} = 0.56 < h_0 < \frac{5.11}{6} = 0.85$$

on prend $h_0 = 0.75$

• **Hauteur totale de la semelle filante (h_t)**

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 = \frac{1.7-0.6}{4} + 0.05 = 0.33$$

On prend : $h_t = 0.4 \text{ m}$

• **Hauteur du glacis**

$$\begin{cases} h_1 \geq 15 \text{ cm} \\ h_1 \geq 6\phi_1 + 6 \text{ cm} = 13.2 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend $h_1 = 20 \text{ cm}$

Avec

B : largeur de la semelle filante

h_t : hauteur totale de la semelle filante

b_0 : largeur de la poutre de libage

h_0 : hauteur de la poutre de libage

h_1 : hauteur du glacis

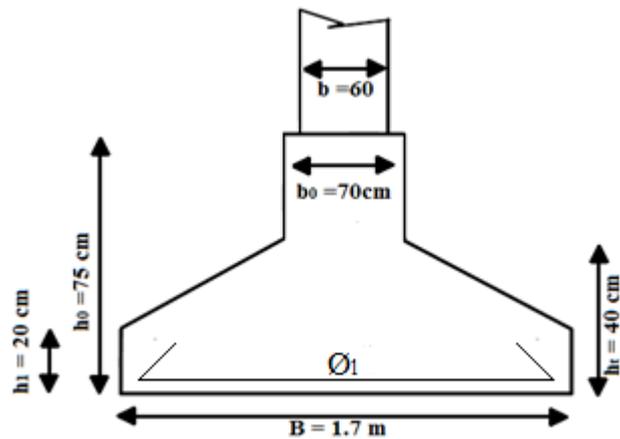


Figure VI.4 Coupe transversale d'une semelle filante

VI. 2.5.1 Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante (SF1) à l'ELU

$$q_{\text{ref}} = \frac{1.2 \times N_u}{B \times (L - 2 \times e)} \rightarrow q_{\text{ref}} = \frac{1.2 \times 9507.09}{1.7 \times (19.55 - 2 \times 0.00143)} = 343.77 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{\text{ref}} \times B = 343.77 \times 1.7 = 584.41 \text{ KN/ml (réaction du sol)}$$

P_u représente la réaction linéique du sol sous la semelle filante dont les effets de flexion sont supportés par la poutre de rigidité (Libage)

Les autres résultats des efforts sollicitant des semelles filantes sont résumés dans le tableau VI.2 suivant:

Semelle	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5
N (KN)	11408.51	16219.87	14976.45	15677.42	13034.64
M (KN.m)	163.33	70.59	2.06	101.37	117.65
e (m)	0.0143	0.00435	0.000137	0.00646	0.00902
q_{ref} (KN/m ²)	343.77	353.2	326.82	341.47	351.23
P_u (KN/ml)	584.41	830.03	766.07	802.45	667.34

Tableau VI.2 Les efforts sollicitant des différentes semelles filantes à l'ELU

VI. 2.5.2 Ferrailage transversal de la semelle

$$A_u \geq \frac{P_u \times (B-b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_a} \text{ avec : } \bar{\sigma}_a = 3480 \text{ bar , } d = 35 \text{ cm , } b = 60 \text{ cm}$$

$$A_u \geq \frac{584.41 \times (170-60) \times 10^2}{8 \times 35 \times 3480} = 6.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 6HA12 = 6.79 cm² , e = 20 cm

• **Aciers de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{6.79}{3} = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ Choix : 6HA8 = 3.02 cm}^2/\text{ml , } e = 20 \text{ cm}$$

VI. 2.5.3 Dimensionnement et calcul des semelles sous voiles dans le sens y-y

Pour les voiles dans le sens y-y dont une partie sort des limites des semelles filantes disposées dans le sens x-x, on dimensionnera des semelles sous voile avec un débord de 0.5m .

Soit le voile $V_{y2} = 1.8 \text{ m}$, avec

$$N = 550.8408 \text{ KN ; } M = 7.7527 \text{ KN.m ; } e = 0.014 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{1.2N}{(L-2 \times e) \times \bar{\sigma}_a} \rightarrow \frac{661.0096}{(2.3-2 \times 0.01407) \times 260} = 1.12 \text{ m , on prend } B = 1.2 \text{ m.}$$

• **Ferrailage**

$$q_{ref} = \frac{1389.006}{1.2 \times (2.3-2 \times 0.062)} = 531.94 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = q_{ref} \times B = 638.32 \text{ KN/ml}$$

$$A_u \geq \frac{P_u \times (B-b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_a} = \frac{638.32 \times (1.2-0.2)}{8 \times 0.35 \times 3480} = 6.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix: 6HA12 = 6.79 cm²/ml ; e = 20 cm

• **Aciers de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{3} = \frac{6.79}{3} = 2.26 \text{ cm}^2 \text{ Choix: 6HA8 = 3.02 cm}^2/\text{ml ; } e = 20 \text{ cm}$$

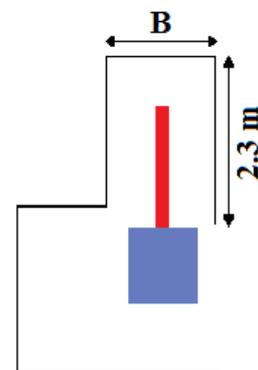


Figure VI.5 Semelle sous voile

VI.2.5.4 Vérification de la rigidité flexionnelle de la semelle

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E_c \times I_{xx}}{K_z \times B}} \text{ avec } E_c = 32 \times 10^6, B = 1.7 \text{ m},$$

pour un bon sol $K = 12 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (A.fuentes 1988)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32 \times 10^6 \times 0.14166}{12 \times 10^4 \times 1.7}} = 3.07 \text{ m}$$

$$L_{\max} < \frac{\pi \times L_e}{2} + b \rightarrow 5.11 < \frac{3.14 \times 3.0705}{2} + 1.7 = 6.52 \text{ m}$$

La semelle est donc rigide et le diagramme des contraintes est linéaire.

VI. 2.5.5 Calcul des sollicitations des poutres de libage

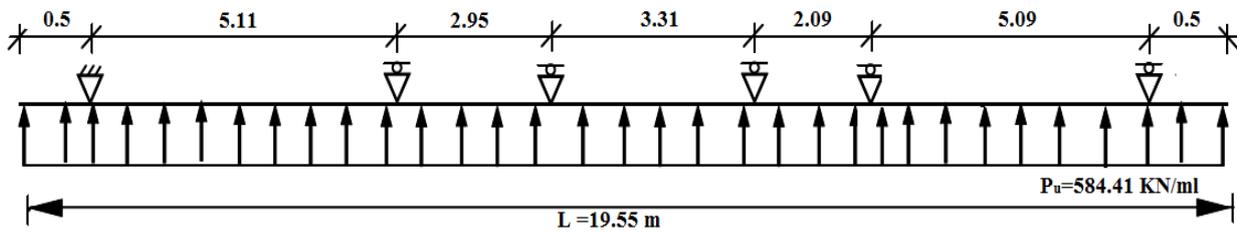


Figure VI.6 Schéma statique de la poutre de libage

Les diagrammes des moments et efforts tranchant à l'ELU dans la poutre de libage sont représentés ci-dessous

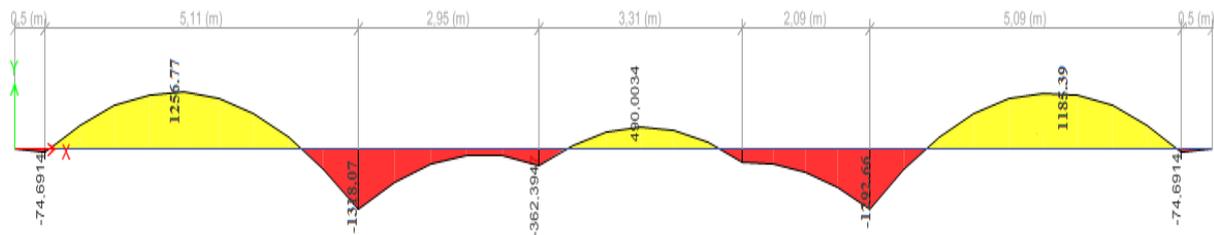


Figure VI.7 Diagramme des moments dans la poutre de libage à l'ELU

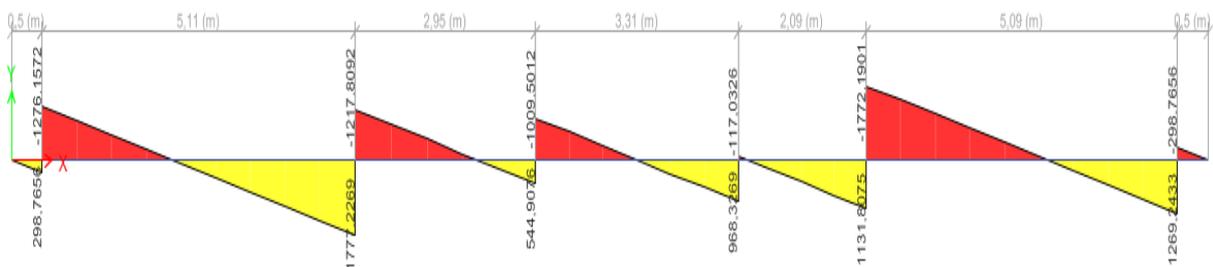


Figure VI.8 Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de libage à l'ELU

Les résultats des moments maximaux et effort tranchant maximal sont

$$M_a = 1318.07 \text{ KN.m}; M_t = -1256.77 \text{ KN.m}; V_u = 1777.23 \text{ KN}$$

VI. 2.5.6 Calcul du ferrailage

A) Ferrailage de la partie inferieure

On a : $f_{c28} = 250 \text{ bar}$, $F_e = 4000 \text{ bar}$, $f_{bu} = 142 \text{ bar (ELU)}$, $\sigma_a = 3480 \text{ bar}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d \times \sigma_a} = \frac{1318.07 \times 10^4}{70 \times 70^2 \times 142} = 0.270 \rightarrow \text{pivot } b$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.403 , z = 58.71 \text{ cm}$$

$$A_u \geq \frac{M_{\max}}{z \times \sigma_a} = \frac{1318.07 \times 10^4}{58.71 \times 3480} = 64.51 \text{ cm}^2$$

B) Ferrailage de la partie supérieure

On a : $f_{c28} = 250 \text{ bar}$, $F_e = 4000 \text{ bar}$, $f_{bu} = 142 \text{ bar (ELU)}$, $\sigma_a = 3480 \text{ bar}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}}{b_0 \times d^2 \times \sigma_a} = \frac{1256.77 \times 10^4}{70 \times 70^2 \times 142} = 0.258 \rightarrow \text{pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0 \quad \alpha = 0.380 , z = 59.34 \text{ cm}$$

$$A_u \geq \frac{M_{\max}}{z \times \sigma_a} = \frac{1256.77 \times 10^4}{59.34 \times 3480} = 60.86 \text{ cm}^2$$

C) Ferrailage vis à vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1777.23 \times 10^2}{70 \times 70} = 36.27 \text{ bar} , f_{tk} = 21 \text{ bar}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0.3 f_{tk})}{0.9 \times f_e} = \frac{1.15 \times (36.27 - 6.3)}{0.9 \times 4000} = 9.57 \times 10^{-3}$$

Pour $A_t = 12\text{HA}10 = 9.42 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \frac{9.42}{9.57 \times 10^{-3} \times 70} = 14.06 \text{ cm}$$

• Espacement maximal (CBA 93)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 4 \text{ bar} \rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 4} = 134 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale ,et $S_t = 30 \text{ cm}$ en zone courante .

• Les armatures de peau

En vertu des prescriptions du CBA-93, on prend $2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

Remarque: Compte tenu des ferrailages élevés on augmente les sections des poutres de libage tel que : $b_0 = 70 \text{ cm}$, $h_0 = 100 \text{ cm}$.

Les resultats de calcul des semelles à l'ELU sont récapitulés dans le tableau suivant

Semelle	B(m)	h _l (m)	h _t (m)	L (m)	h _p (m)	Ferrailage transversal (cm ²)		Ferrailage de la poutre de libage (cm ²)		
						A ^{trans}	A ^{transR}	A ^{sup}	A ^{inf}	A ^t
SF1	1.7	0.2	0.4	19.55	1	6.59	2.26	42.77	44.143	6.28
SF2	2.35	0.2	0.5	19.55	1	11.59	4.1	62.73	64.48	6.28
SF3	2.35	0.2	0.5	19.55	1	10.70	3.77	56.97	75.83	6.28

SF4	2.35	0.2	0.5	19.55	1	11.21	3.37	59.98	79.88	6.28
SF5	1.9	0.2	0.4	19.55	1	8.9	3.01	48.97	64.75	6.28

Tableau VI.3 Résultats de ferrailage à l'ELU des différentes semelles filantes.

• Le même travail sera effectué pour le ferrailage des différentes semelles filantes à l'ELA, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Semelle	B	h ₁ (m)	h _t (m)	L (m)	h _p (m)	Ferrailage transversal (cm ²)		Ferrailage de la poutre de libage (cm ²)		
						A ^{trans}	A ^{transR}	A ^{sup}	A ^{inf}	A ^t
SF1	1.7	0.2	0.4	19.55	1	7.49	2.64	47.83	48.34	6.28
SF2	2.35	0.2	0.5	19.55	1	10.28	4.1	53.39	55.11	6.28
SF3	2.35	0.2	0.5	19.55	1	10.26	3.77	52.93	69.54	6.28
SF4	2.35	0.2	0.5	19.55	1	10.86	3.77	56.24	74.02	6.28
SF5	1.9	0.2	0.4	19.55	1	10.74	3.77	58.40	76.99	6.28

Tableau VI.4 Résultats de ferrailage à l'ELA des différentes semelles filantes.

Choix: On prend le plus défavorable entre l'ELU et L'ELA.

Semelle	A _{Sup P.L} (cm ²)	A _{Inf P.L} (cm ²)	A _{trans semelle} (cm ²)	A _{transRep} (cm ²)
SF1	10HA25=49.09	10HA25=49.09	7HA12=7.92	6HA8=3.02
SF2	5HA32+5HA25=64.75	5HA32+5HA25=64.75	8HA14=12.32	6HA10=4.71
SF3	5HA32+5HA25=64.75	5HA40+5HA20=78.54	10HA12=11.31	6HA10=4.71
SF4	5HA32+5HA25=64.75	10HA32=80.09	10HA12=11.31	6HA10=4.71
SF5	5HA32+5HA25=64.75	10HA32=80.09	10HA12=11.31	6HA10=4.71

Tableau VI.5 Choix de ferrailage des différentes semelles filantes.

VI.2.6 Vérification des contraintes

Semelle	M _{ser} (KN.m)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	observation	
SF1	Sup	961.06	5.18	15	216.54	201.63	Non vérifiée
	Inf	989.27	5.38	15	227.11	201.63	Non vérifiée
SF2	Sup	1346.54	5.30	15	223.65	201.63	Non vérifiée
	Inf	1386.08	5.61	15	220.36	201.63	Non vérifiée
SF3	Sup	1355.86	6.26	15	225.20	201.63	Non vérifiée
	Inf	1709.99	6.43	15	252.46	201.63	Non vérifiée
SF4	Sup	1295.10	5.10	15	215.11	201.63	Non vérifiée
	Inf	1657.83	6.19	15	240.23	201.63	Non vérifiée
SF5	Sup	1080.07	4.85	15	181.04	201.63	Non vérifiée

	Inf	1552.76	6.62	15	227.17	201.63	Non vérifiée
--	-----	---------	------	----	--------	--------	--------------

Tableau VI.6 Vérification des contraintes du béton et l'acier

Les contraintes de l'acier ne sont pas vérifiées donc on recalcule à l'ELS

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_s} \text{ avec } \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \text{ et } \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_s}$$

Semelle		M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	observation
SF1	Sup	961.06	64.75	4.92	15	189.45	201.63	vérifiée
	Inf	989.27	58.94	4.89	15	178.27	201.63	vérifiée
SF2	Sup	1346.54	84.80	4.92	15	184.76	201.63	vérifiée
	Inf	1386.08	80.09	4.71	15	157.90	201.63	vérifiée
SF3	Sup	1355.86	84.80	4.95	15	186.04	201.63	vérifiée
	Inf	1709.99	103.04	5.81	15	194.84	201.63	vérifiée
SF4	Sup	1295.10	84.80	4.73	15	177.70	201.63	vérifiée
	Inf	1657.83	103.04	5.64	15	188.90	201.63	vérifiée
SF5	Sup	1080.07	69.46	4.32	15	181.04	201.63	vérifiée
	Inf	1552.76	103.04	6.05	15	178.70	201.63	vérifiée

Tableau VI.7 Vérification des contraintes de l'acier

VI.2.7 Schéma de ferrailage

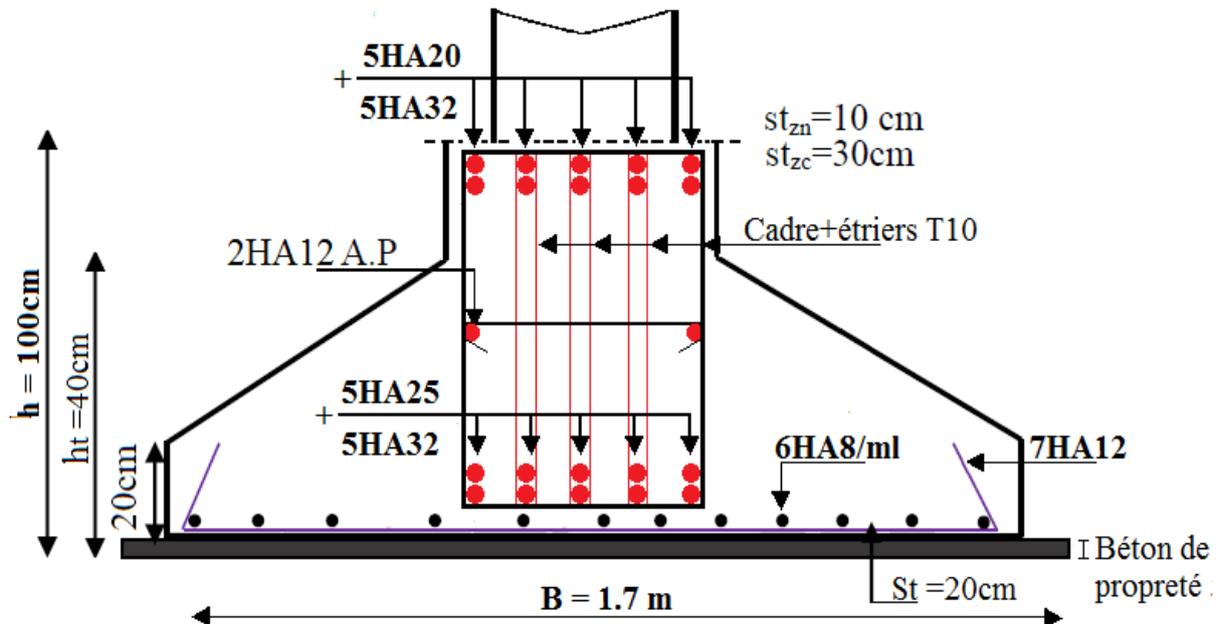


Figure VI.9 Exemple de schéma de ferrailage de la semelle filante 1

VI.4 Les longrines

VI.4.1 Pré dimensionnement 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 : 25x30 cm².
- 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 apportées par les points d'appui solidarités.

α : Coefficient 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 ϕ).

VI.4.2 Vérification

Nous avons N=3142.49 KN , d'après le RPA on a: $\alpha=15$ en zone II, site S2.

$$F = \frac{3142.49}{15} = 209.49 \text{ KN} \text{ D'où : } F > 20 \text{ KN}$$

VI.4.3 Ferrailage

A) Armatures longitudinales

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.209 \times 1.15}{400} = 6 \text{ cm}^2 ; A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{0.152}{240} = 6.35 \text{ cm}^2$$

on choisit une section de : (30 × 35)cm² → $A_{\min} = 0.6\% \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$

Choix: 4HA14+2HA12=8.42 cm².

B) Armatures transversales

$S_t \leq \min(20 \text{ cm}, 15\phi) \rightarrow$ on choisit un cadre et un étrier $\phi 8$, pour un espacement de 15cm.

- **Vérification:** Condition de non fragilité: $B = 1050 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{8.42 \times 400}{2.1} = 1603.8 \text{ cm}^2$

C) Schéma de ferrailage

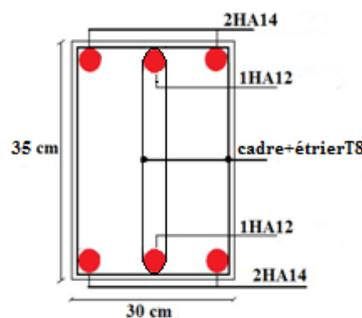


Fig VI.10 Schéma de ferrailage de la longrine

VI.5 Le voile périphérique

VI.5.1 Introduction: Selon le RPA99/2003 les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, ce dernier aura pour objectif de rigidifier l'infrastructure du bâtiment.

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans le sens horizontal et vertical.

VI.5.2 Dimensionnement des voiles périphériques

On prend le panneau recouvrant la plus grande travée

La hauteur $L_x=2\text{m}$.

La longueur $L_y=5.75\text{m}$.

L'épaisseur $e=0.15\text{m}$.

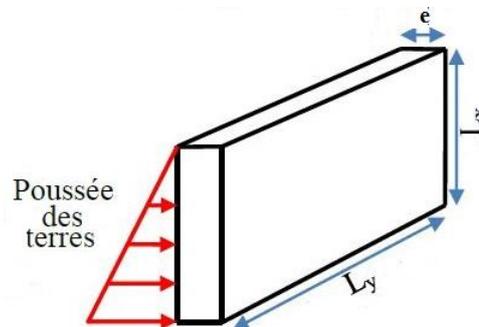


Figure VI.11 Schéma du voile périphérique

VI.5.3 Caractéristiques géotechniques du sol: D'après le rapport de sol on a

Le poids spécifique: $\gamma_h = 20.9\text{KN/m}^3$; La cohésion $C=0.4\text{bar}$; l'angle de frottement $\varphi = 25^\circ$.

VI.5.4 Evaluation des charges et surcharges

• La poussée des terres sur le rideau

$$G = h \left(\gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) = 15.95\text{KN/m}^2$$

• La surcharge accidentelle: on a $q=10\text{KN/m}^2$

$$Q = q \left[\text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \left(\frac{2C}{\gamma \times h} \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) \right] = 3.94\text{KN/m}^2$$

• La poussée hydrostatique sur le rideau

VI.5.5 Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculer comme étant une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux ainsi que les fondations.

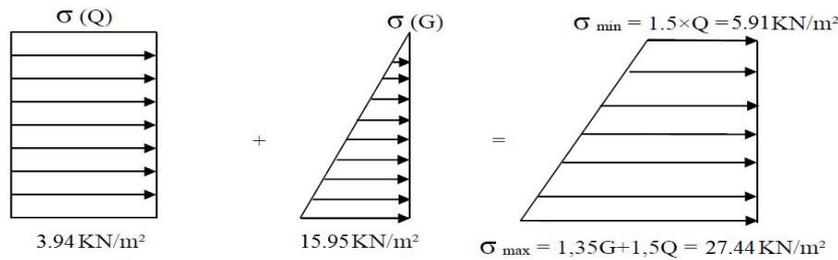


Figure VI.12 Répartition des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 22.057 \text{KN/m}^2 \rightarrow q_u = \sigma_m \times 1 \text{ml} = 22.057 \text{KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes:

$$L_x = 2 \text{m}; b = 1 \text{m}; L_y = 5.75 \text{m}; e = 0.15 \text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.35 < 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$M_0^x = \frac{q_u \times L_x^2}{8} = 11.03 \text{KN.m}; M_t^x = 0.85 M_0^x = 9.38 \text{KN.m}; M_a^x = -0.3 M_0^x = -3.31 \text{KN.m}$$

a) **Ferrailage en travée:** $\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.2} = 0.066; A' = 0; \alpha = 0.085 \rightarrow z = 0.097$

$$A_{tx} = \frac{9.38 \times 10^{-3}}{0.097 \times 347.82} = 2.78 \text{cm}^2$$

b) **En appui:** $\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1^2 \times 14.2} = 0.023 ; A' = 0 ; \alpha = 0.029 \rightarrow z = 0.0988$

$$A_{ax} = \frac{3.31 \times 10^{-3}}{0.0988 \times 347.82} = 0.96 \text{cm}^2$$

• **Calcul des espacements:** $S_t \leq \min(2h ; 25 \text{cm})$ on prend $S_t = 20 \text{cm}$

VI.5.6 Vérifications

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

Pour une dalle d'épaisseur: $e \geq 12 \text{cm} ; \rho < 0.4 \rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.2 \text{cm}^2$

Selon le RPA99/2003 (10.1.2): $A^{\min} = 0.1\% \times b \times h = 3 \text{cm}^2$

On ferraille avec A^{\min} du RPA. on opte pour :5HA10 = 3.93 cm²

• **Armatures de répartition :** $A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{cm}^2$ choix : 5HA10 = 3.93 cm²

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = 22.057 \text{KN}; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.22 \text{MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.5.7 Vérification à l'ELS

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y(m)	I(m ⁴)x10 ⁻⁵	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Travée	6.75	0.0289	3.78	5.16	15	190.34	201.63
Appui	-2.39	0.0289	3.78	1.82	15	67.39	201.63

Tableau VI.8 Vérification des contraintes du béton et de l'acier

VI.5.8 Schéma de ferrailage

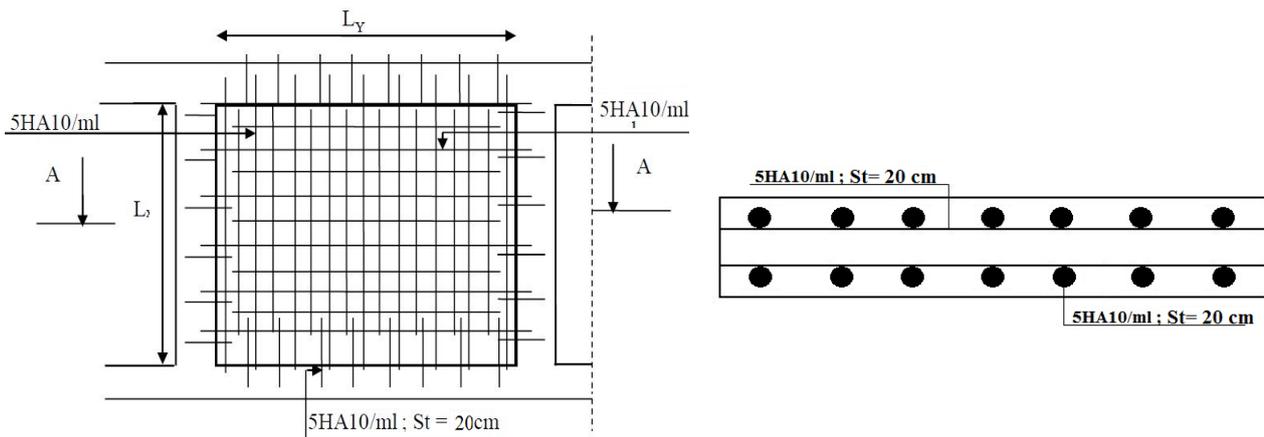


Figure VI.13 Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.6 Comportement vis-à-vis des tassements différentiels

Compte tenu de l'absence d'essais oedométriques et pressiométriques permettant généralement la prédiction des tassements absolus et différentiels, on suppose que le sol d'assise de portance 2.6 bars est suffisamment raide pour que les tassements de consolidations et les distorsions entre les points d'appui seront négligeables, et par conséquent n'affectent pas la stabilité de forme de l'ouvrage.

VI.7 Conclusion

L'étude de l'infrastructure est une étape importante de toute étude partant du choix du type de fondations qui dépendent de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure, allant jusqu'au choix des armatures.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées, cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait, alors nous avons opté pour des semelles filantes unidirectionnelles (sens x).

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis de mettre en application toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire, ainsi que de les approfondir d'avantage dans le domaine du génie civil tout en respectant la réglementation en vigueur.

Cette expérience nous a permis de nous familiariser avec les logiciels de modélisation ainsi que les différents règlements de calcul et normes de construction algériennes.

On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais surtout sur sa concordance avec le coté pratique, d'où la nécessité d'une bonne critique des résultats.

Bibliographie

- **Le CBA93:** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- **Le RPA 99 version 2003:**Règlement parasismique Algérien
- **Le BAEL 91/99:** Béton armé aux états limites
- **DTR-BC2.2:** Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges
- **DTR-BC2.331:** Règles de calculs ses fondations superficielles
- Cahier de cours en béton armé, du cursus
- Mémoires de fin d'étude

Annexes

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leurs contours

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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 II

Tableau des armatures en cm²

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

SNC LTNC NAQUI & CIE
SOCIETE D'ETUDE ET DU CONTROLE TECHNIQUE
LABORATOIRE D'ANALYSE DE SOL ET DE CONTROLE
Bat C, Cité 50/950 Logs BERCHICHE EL KSEUR
TEL/FAX: 034 30 51 33
Mobile: 0661 25 32 92 /93 0660 40 10 81 & 0660 57 69 37



Client: SARL SIDIA SURFACE

Projet: Réalisation de 280 logements promotionnels avec 4 E/Sol

Lieu: IGHIL N'SAID- IAZOUGUEN - (w) Bejaia

ETUDE DE SOL
(Rapport complémentaire)

Suite au procès verbal de réunion entre le BET et le CTC Bejaia du 07/02/2016 relatif à la réunion de travail sur la conception Génie civil du projet cité ci-dessus dont une copie de ce P.V nous a été transmise ou le CTC demande au BET de confirmer la contrainte admissible par les résultats des essais au laboratoire. Pour cela nous vous transmettons ci-dessous un complément de résultats demandés.

Calcul de la contrainte admissible:

$$q_u = \frac{1}{2} \times \gamma_h \times B \times N_\gamma + q_0 \times N_q + C \times N_c$$

Avec: $B=L=2.00m$; $D=1.50m$; $\gamma_h = 20.9KN/m^3$; $\gamma' = 10.9KN/m^3$; $C=0.4bar$; $\varphi = 25^\circ$
 $N_\gamma = 8.1$; $N_q = 10.7$; $N_c = 20.7$; $F_s = 3$

D'où: $q_u = 1091.235 KPa$

$Q_{adm} = q_{net} / F_s = q_u - \gamma_h * B = 1069.43 KPa$

$Q_{adm} = 356.47 KPa = 3.56 bar$. Ce qui est supérieur à celle prise avec les essais in situ (2.6 bars) vu la nature de sol rencontrée (schistes).

Le Laboratoire



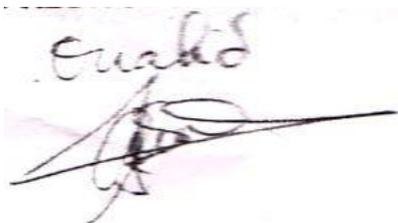
CONCLUSION:

Le site objet de notre étude est destiné pour recevoir une promotion immobilière (250 logements) au lieu dit IGHIL N'SAID village IAAZOUGUEN wilaya de Bejaia;

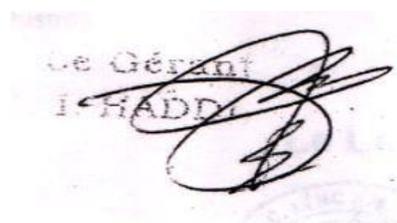
D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, les essais au laboratoire, ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes:

- 1- Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pénétrographes à enregistrée des résistances de pointes moyenne en surface.
- 2- Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles. ancrées à partir de **2.00 m** de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel (bas talus) et de prendre comme contrainte admissible $Q_{adm}=2.60$ bar et cela après les terrassements.
- 3- Le site ne présente aucun signe de glissement
- 4- Le site est situé sur un terrain incliné, d'où il y a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales
- 5- Un étalement des parois est nécessaires pour éviter le glissement des berges des talus et d'assurer la sécurité lors des travaux en infrastructure.
- 6- Nous constatons que la nature de ce terrain est constitué essentielle par des:
 - Argiles schisteuses marron et des schistes.
- 7- Les terrassements vont créer des talus importants qu'il y a lieu de soutenir avec des murs de soutènements
- 8- Il est recommandé d'entamer les terrassements du coté haut du talus avec des talutages inclinés d'au moins 30° pour plus de stabilisation des berges.
- 9- Le démarrage des travaux (constructions puis soutènements) doit être effectué de bas du talus.
- 10- Eviter les travaux de terrassement en période de pluies.
- 11- Nous pouvons classer le sol en catégorie **S2** selon sa nature géotechnique.
- 12- D'après les résultats des analyses chimiques le sol n'est pas agressif pour les bétons de fondations
- 13- Selon les règlements du CGS (règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003) , la région de la wilaya de Bejaia est classée en zone de sismicité moyenne IIa . D'où, il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

LE REDACTEUR DU RAPPORT



LE DIRECTEUR



Plans

BLOC F-F

Titre du projet:

250 logements avec commerce
et service a
ighil nsaid



Maitre de l'oeuvre:



Maitre de l'ouvrage:

**SARL SIDIA
SURFACE**

Titre de la planche:

**dossier
d'execution**

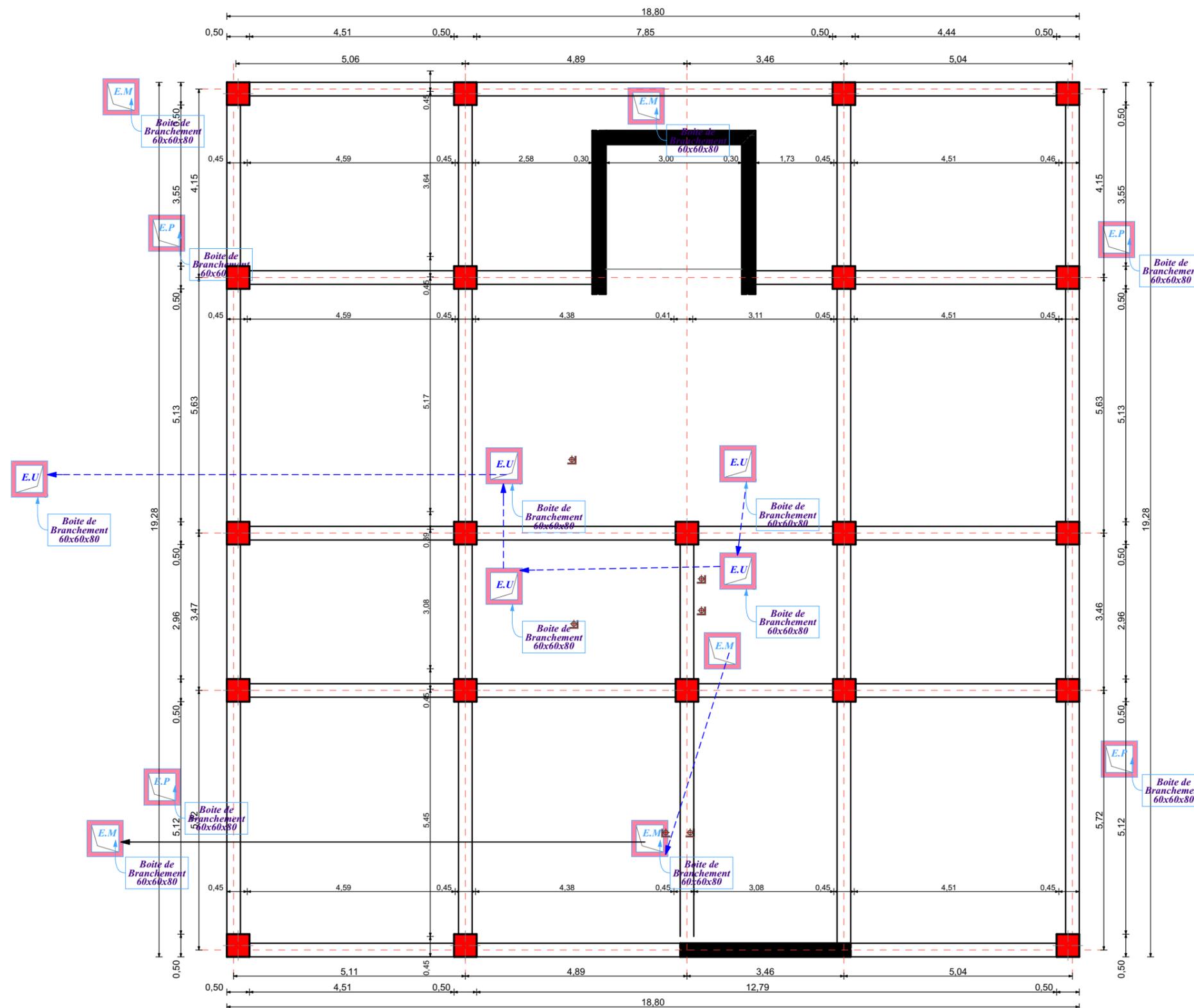
Commune: Béjaia
Daira: Béjaia
Wilaya: Béjaia

Elaboré par:
SAHED Fatiha (Architecte)

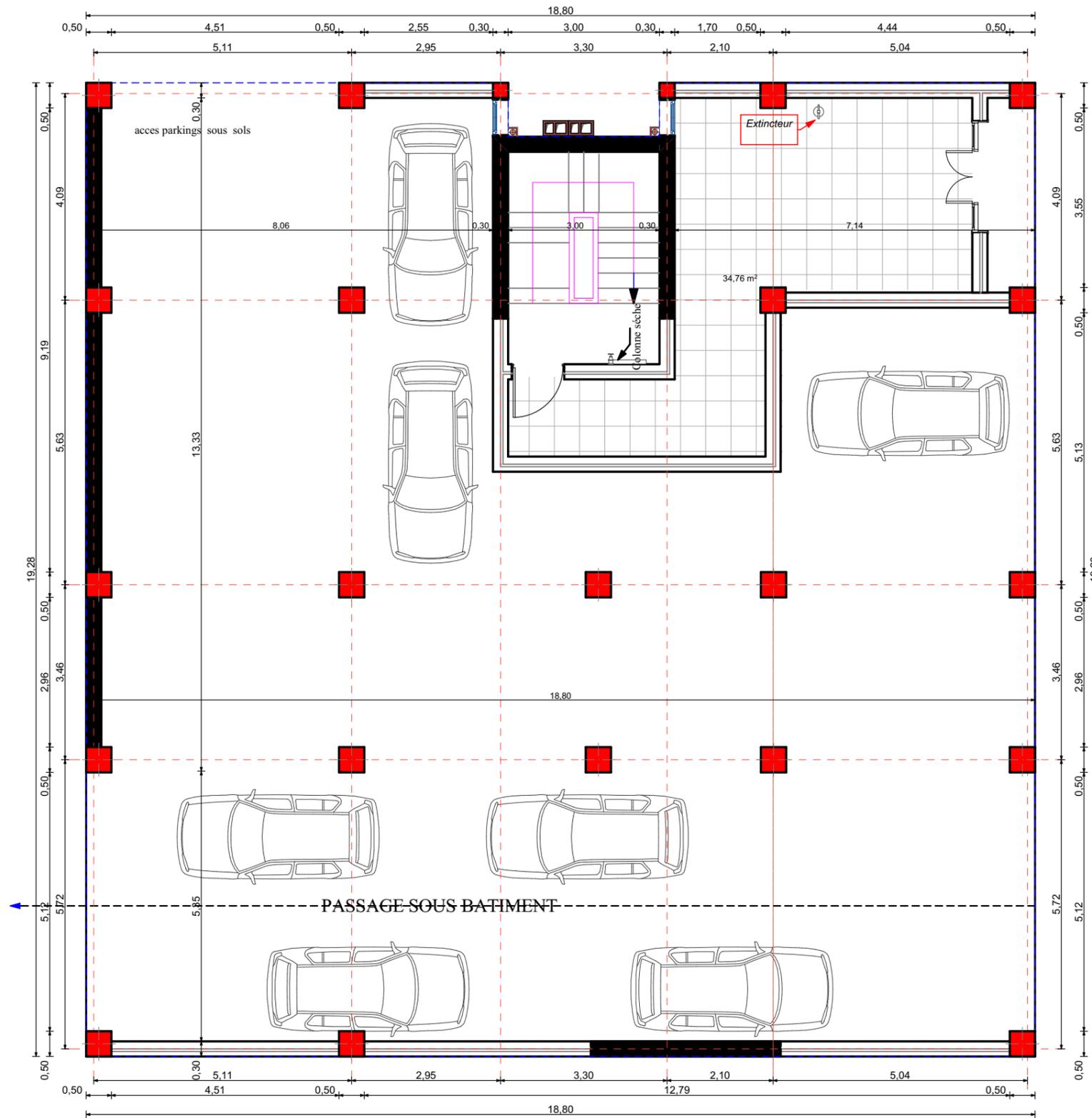
DATE

Elaboré le : decembre 2016
Modifié le :

N° de la planche:	Echelle:	Revision:
-------------------	----------	-----------



VUE EN PLAN FONDATION BLOC F-F ECH 1/100



VUE EN PLAN RDC BLOC F-F ECH 1/100
NIV +0.00

BLOC F-F

Titre du projet:

**250 logements avec commerce
 et service a
 ighil n 'said**



Maitre de l'oeuvre:



Maitre de l'ouvrage:

**SARL SIDIA
 SURFACE**

Titre de la planche:

**dossier
 d'execution**

Commune: Béjaia
Daira: Béjaia
Wilaya: Béjaia

Elaboré par:
 SAHED Fatiha (Architecte)

DATE

Elaboré le : decembre 2016
Modifié le :

N° de la planche:	Echelle:	Revision:

BLOC F-F

Titre du projet:

250 logements avec commerce
et service a
ighil nsaid



Maitre de l'oeuvre:



Maitre de l'ouvrage:

**SARL SIDIA
SURFACE**

Titre de la planche:

**dossier
d'execution**

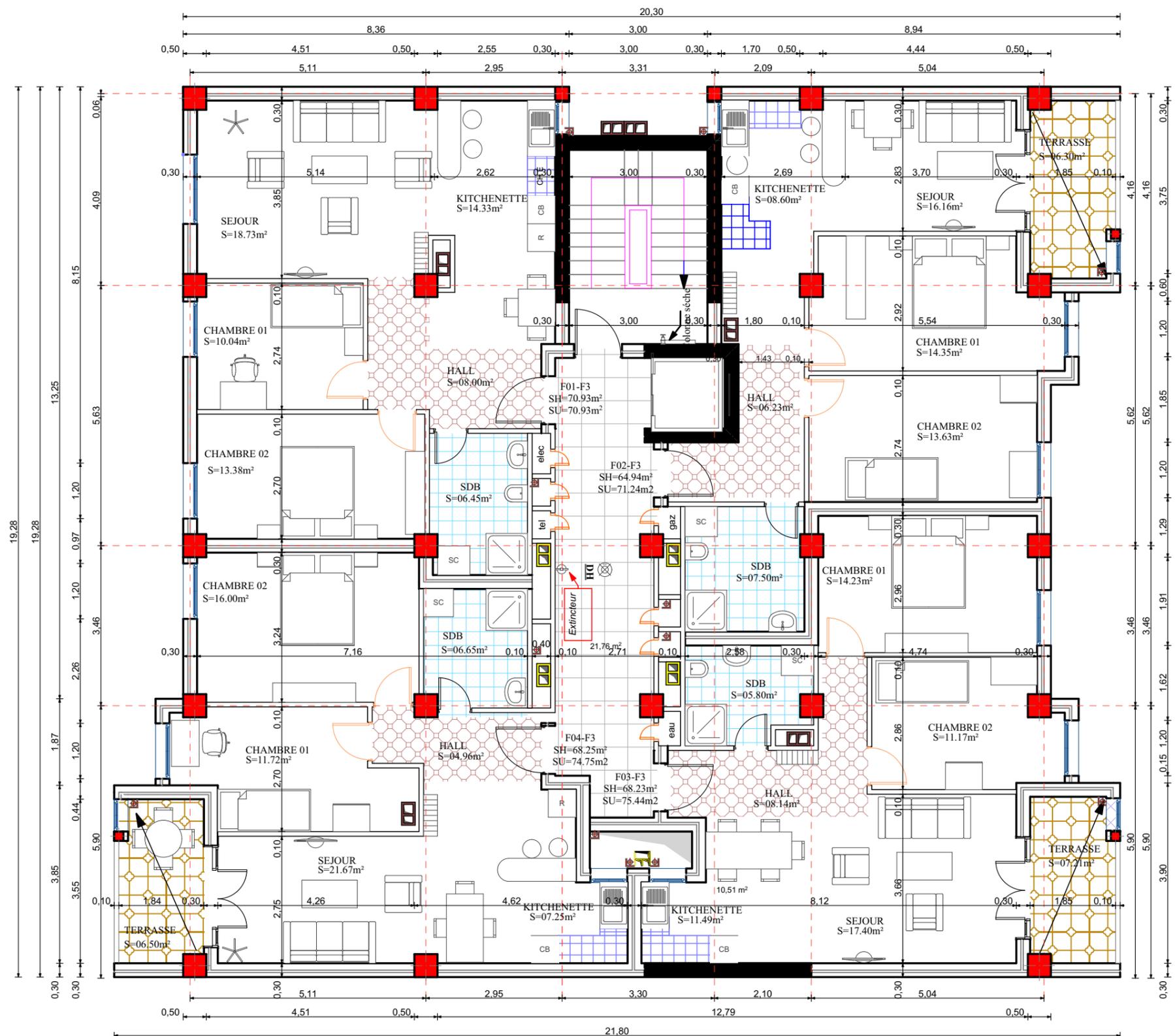
Commune: Béjaia
Daira: Béjaia
Wilaya: Béjaia

Elaboré par:
SAHED Fatiha (Architecte)

DATE

Elaboré le : decembre 2016
Modifié le :

N° de la planche: Echelle: Revision:



VUE EN PLAN ETAGE 1 BLOC F-F ECH 1/100

NIV +4.30

BLOC F-F

Titre du projet:

250 logements avec commerce
et service a
ighil nsaid



Maitre de l'oeuvre:



Maitre de l'ouvrage:

**SARL SIDIA
SURFACE**

Titre de la planche:

**dossier
d'execution**

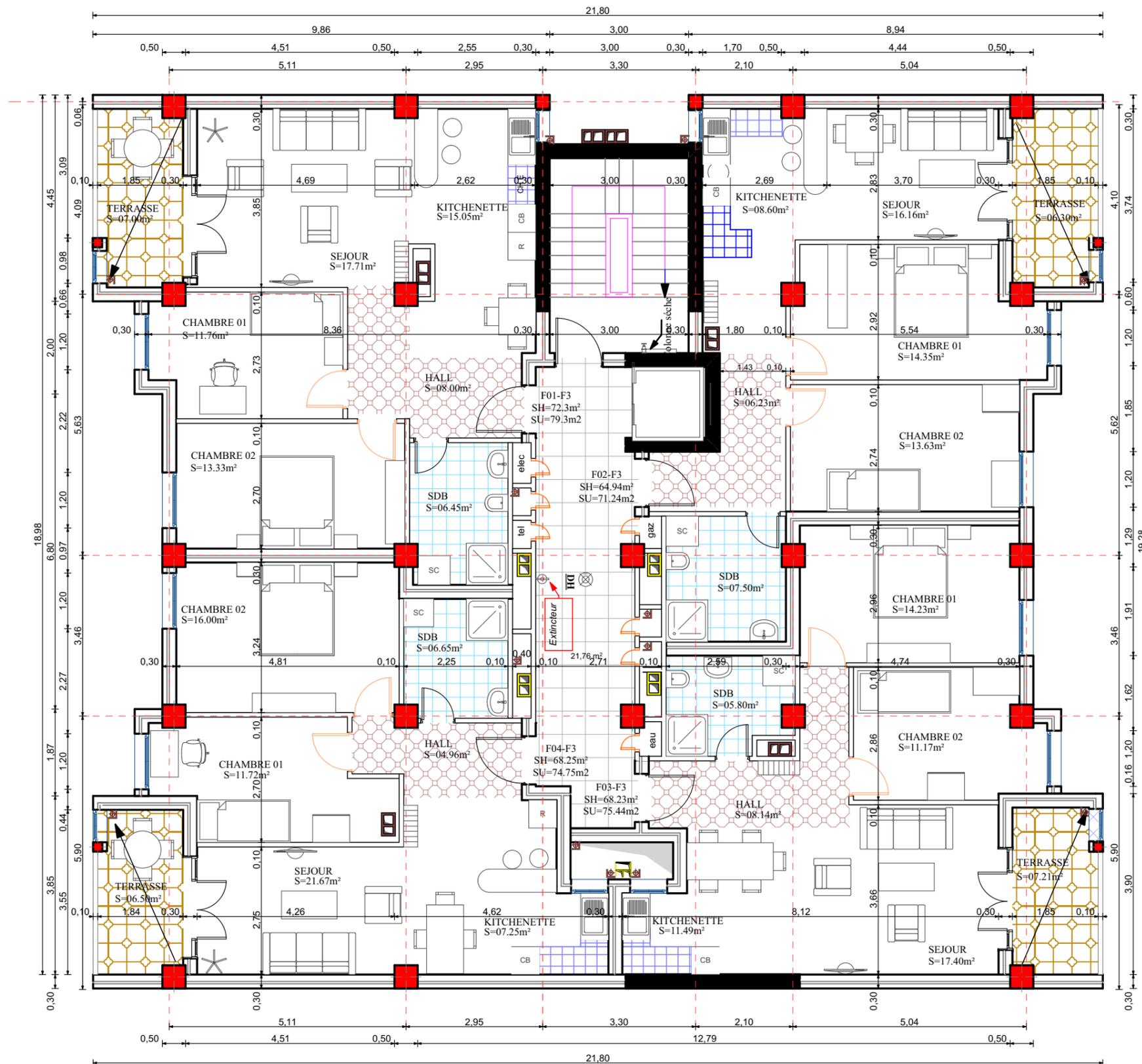
Commune: Béjaia
Daira: Béjaia
Wilaya: Béjaia

Elaboré par:
SAHED Fatiha (Architecte)

DATE

Elaboré le : decembre 2016
Modifié le :

N° de la planche:	Echelle:	Revision:
-------------------	----------	-----------



VUE EN PLAN ETAGE 2-3 BLOC F-F ECH 1/100

NIVEAU+7.30 +10.30

BLOC F-F

Titre du projet:
250 logements avec commerce
et service a
ighil nsaid



Maitre de l'oeuvre:



Maitre de l'ouvrage:

**SARL SIDIA
SURFACE**

Titre de la planche:

**dossier
d'execution**

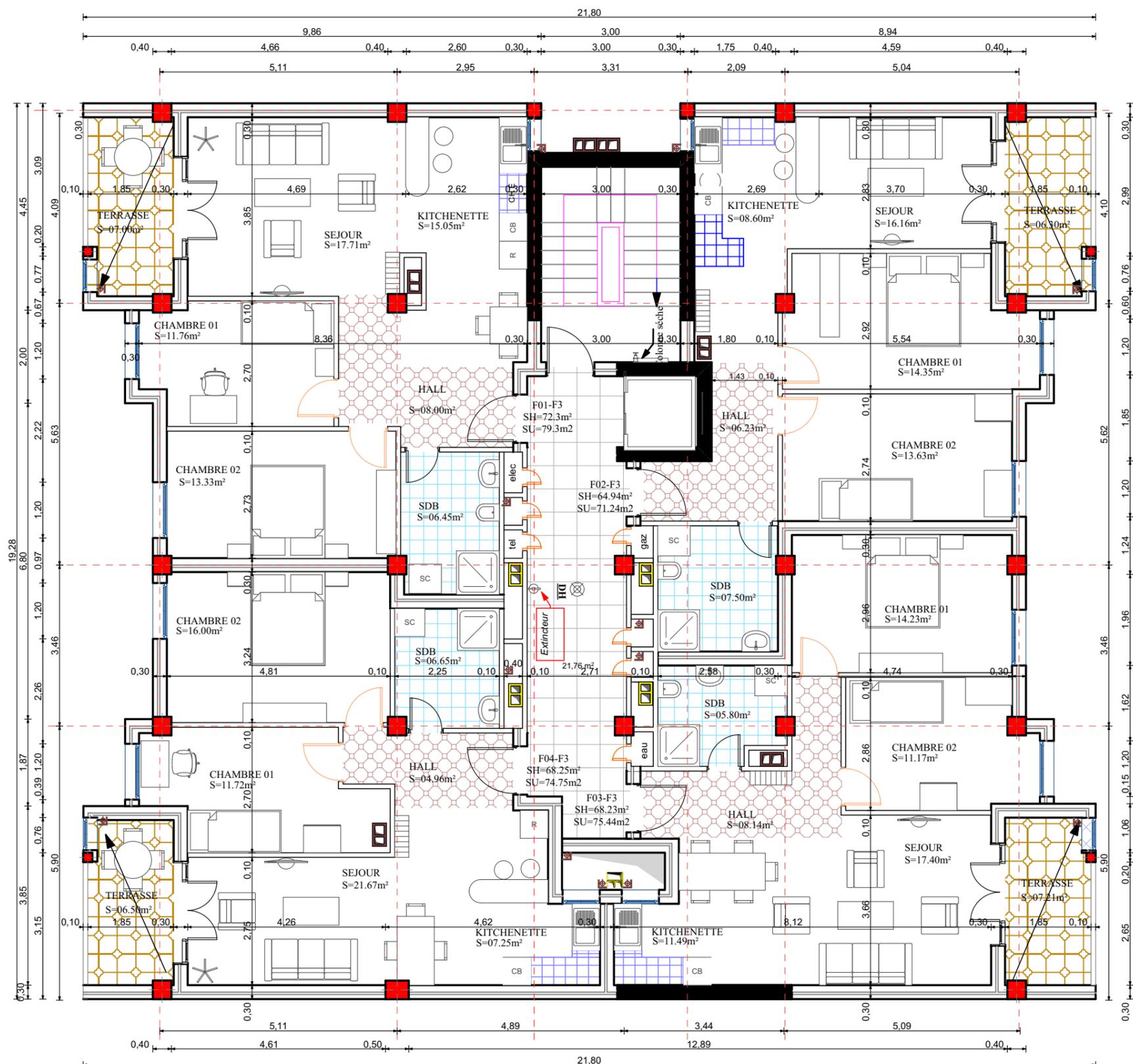
Commune: Béjaia
Daira: Béjaia
Wilaya: Béjaia

Elaboré par:
SAHED Fatiha (Architecte)

DATE

Elaboré le : decembre 2016
Modifié le :

N° de la planche: **Echelle:** **Revision:**



VUE EN PLAN ETAGE 4-5-6 BLOC F-F ECH 1/100

NIV +13.30 +16.30 +19.30

BLOC F-F

Titre du projet:
**250 logements avec commerce
 et service a
 ighil nsaid**



Maitre de l'oeuvre:



Maitre de l'ouvrage:

**SARL SIDIA
 SURFACE**

Titre de la planche:

**dossier
 d'execution**

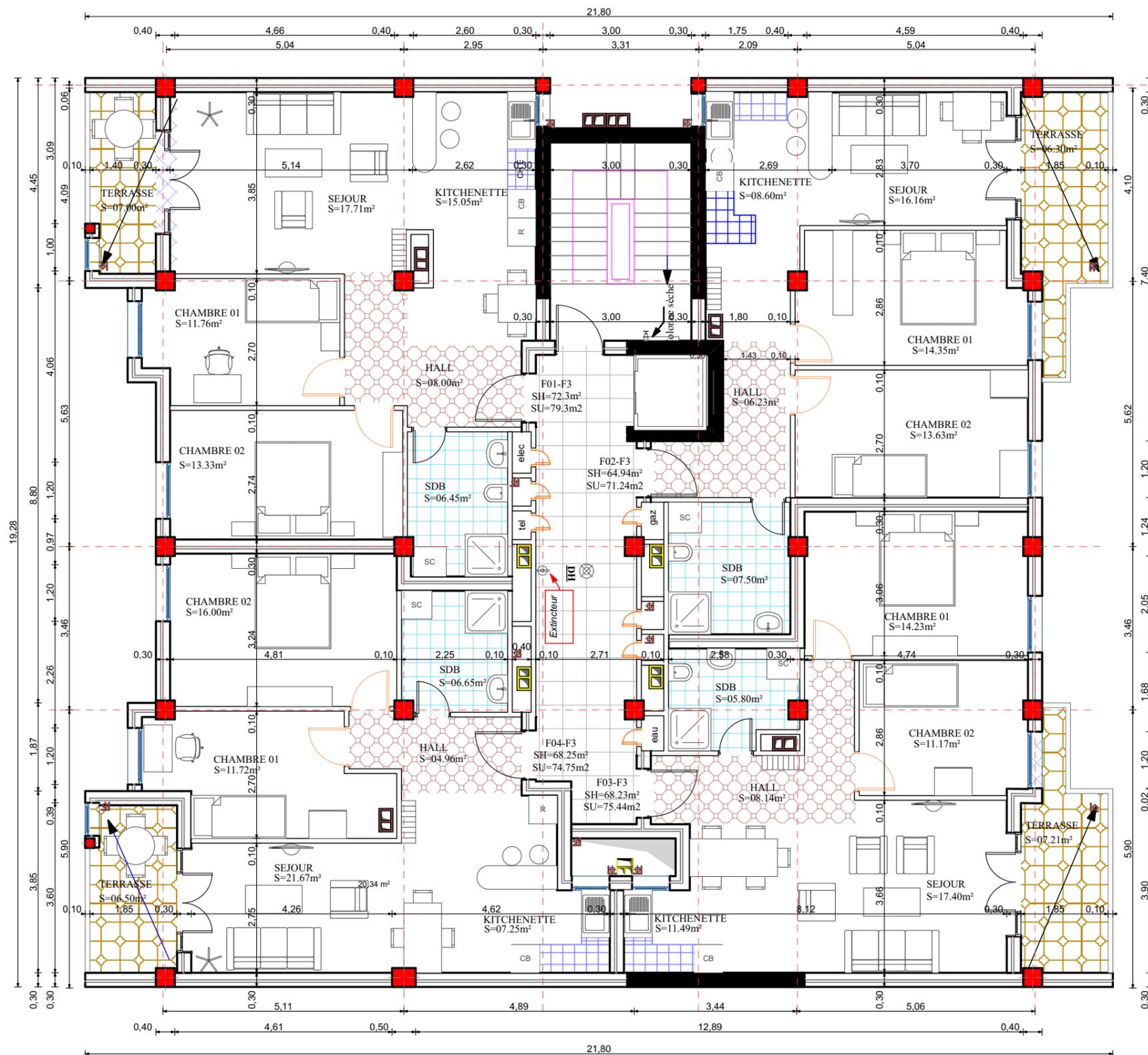
Commune: Béjaia
 Daira: Béjaia
 Wilaya: Béjaia

Elaboré par:
 SAHED Fatiha (Architecte)

DATE

Elaboré le : decembre 2016
 Modifié le :

N° de la planche:	Echelle:	Revision:
-------------------	----------	-----------



VUE EN PLAN ETAGE 7 BLOC F-F ECH 1/100
NIV+22.30

BLOC F-F

Titre du projet:

250 logements avec commerce
et service a
ighil nsaid



Maitre de l'oeuvre:



Maitre de l'ouvrage:

**SARL SIDIA
SURFACE**

Titre de la planche:

**dossier
d'execution**

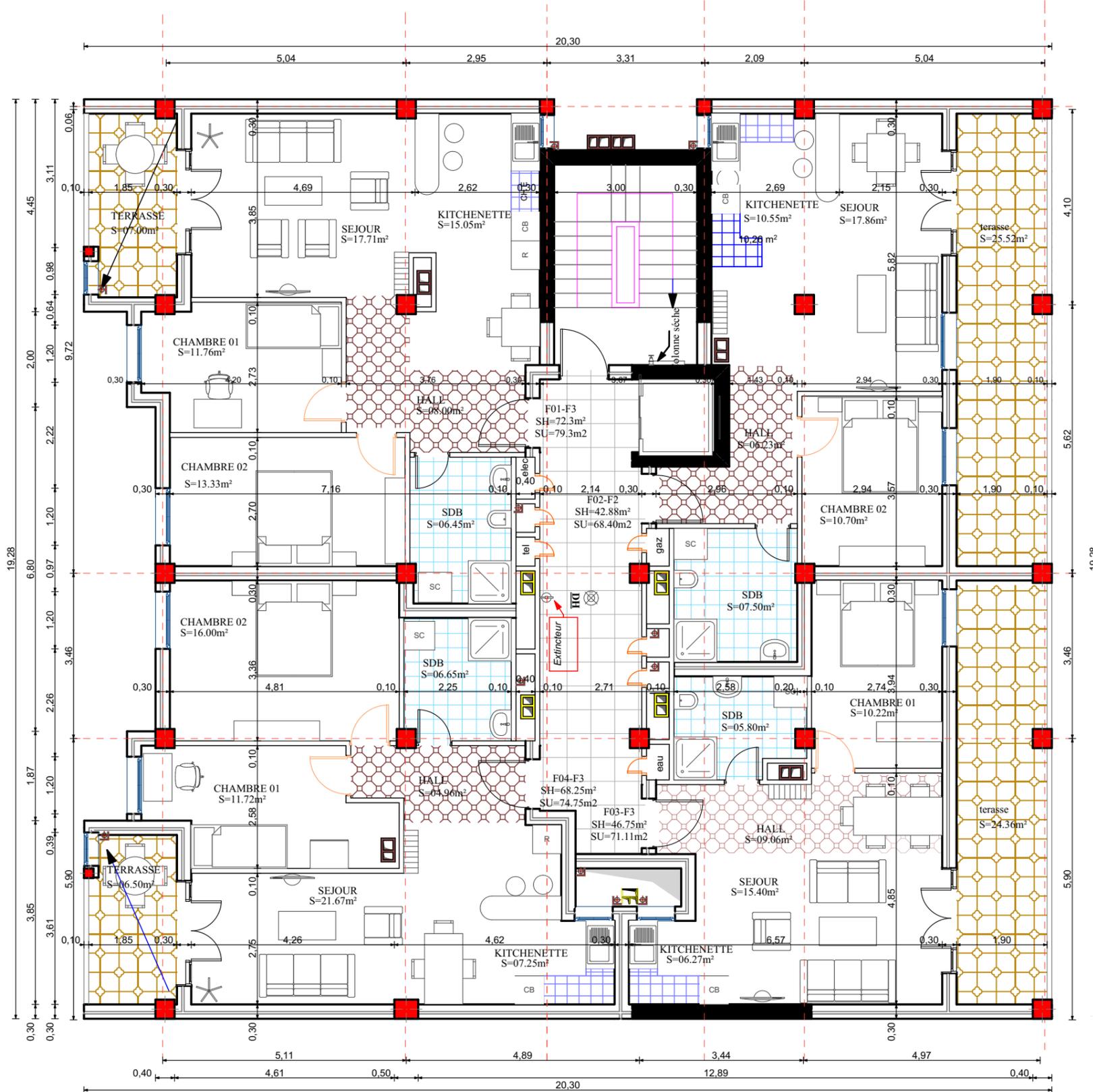
Commune: Béjaia
Daira: Béjaia
Wilaya: Béjaia

Elaboré par:
SAHED Fatih (Architecte)

DATE

Elaboré le : decembre 2016
Modifié le :

N° de la planche: Echelle: Revision:



VUE EN PLAN ETAGE 08 BLOC F-F ECH 1/100
NIV +25.30

BLOC F-F

Titre du projet:

250 logements avec commerce
et service a
ighil nsaid



Maitre de l'oeuvre:



Maitre de l'ouvrage:

**SARL SIDIA
SURFACE**

Titre de la planche:

**dossier
d'execution**

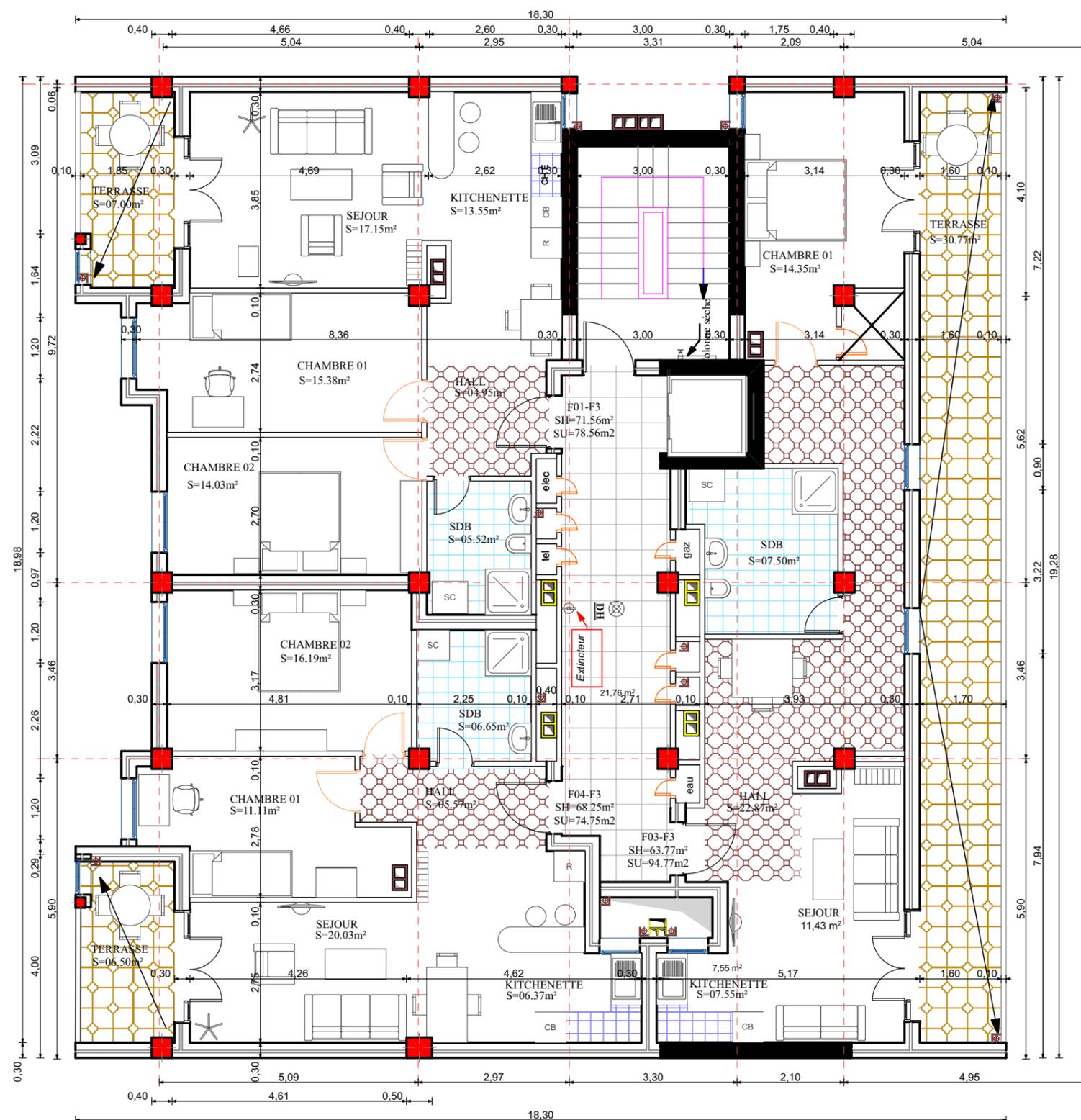
Commune: Béjaia
Daira: Béjaia
Wilaya: Béjaia

Elaboré par:
SAHED Fatih (Architecte)

DATE

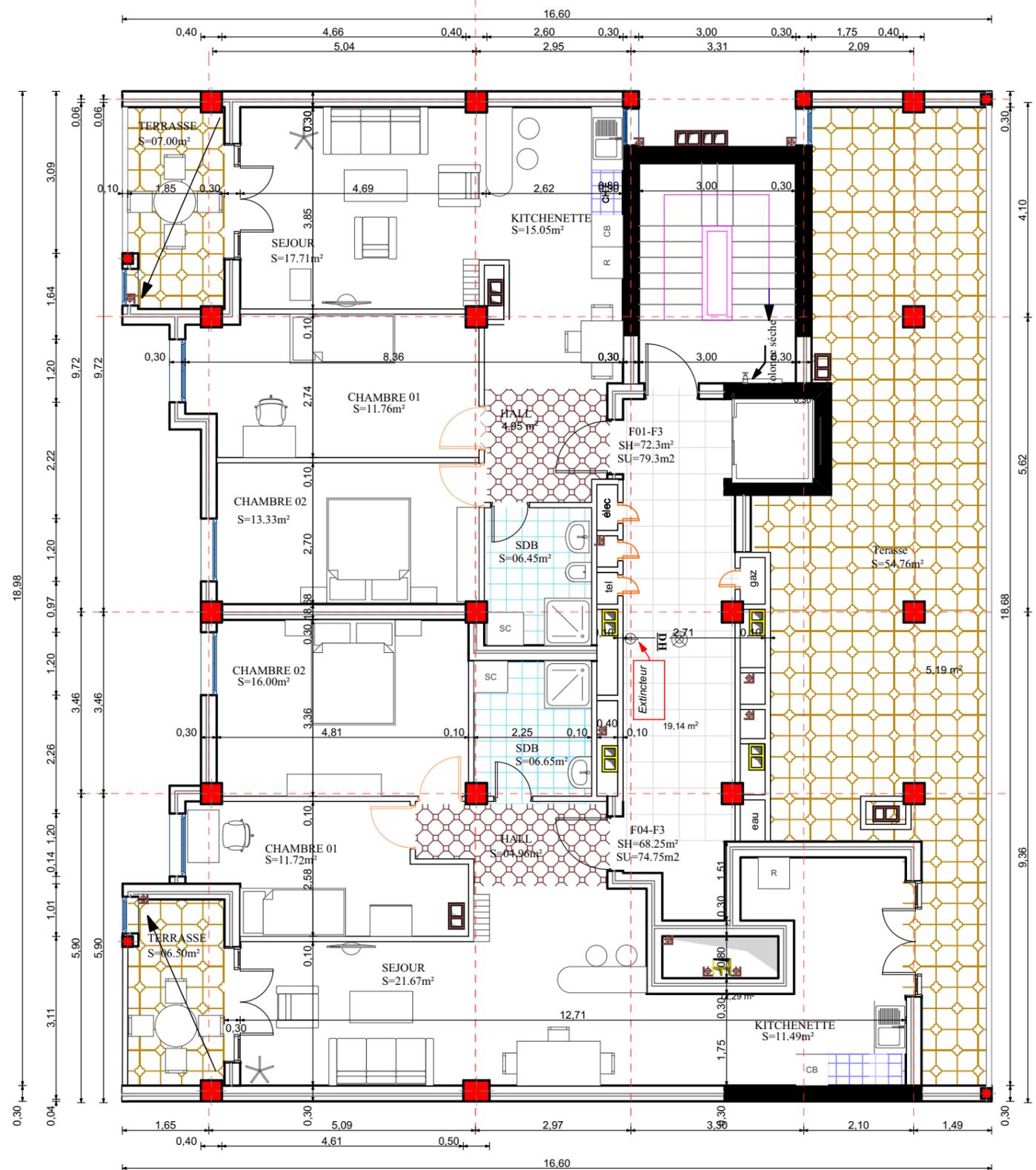
Elaboré le : decembre 2016
Modifié le :

N° de la planche: Echelle: Revision:



VUE EN PLAN ETAGE 09 BLOC F -F ECH 1/100

NIV+28.30



VUE EN PLAN ETAGE 10 BLOC F-F ECH 1/100

NIV +31.30

BLOC F-F

Titre du projet:

250 logements avec commerce
et service a
ighil nsaid



Maitre de l'oeuvre:



Maitre de l'ouvrage:

**SARL SIDIA
SURFACE**

Titre de la planche:

**dossier
d'execution**

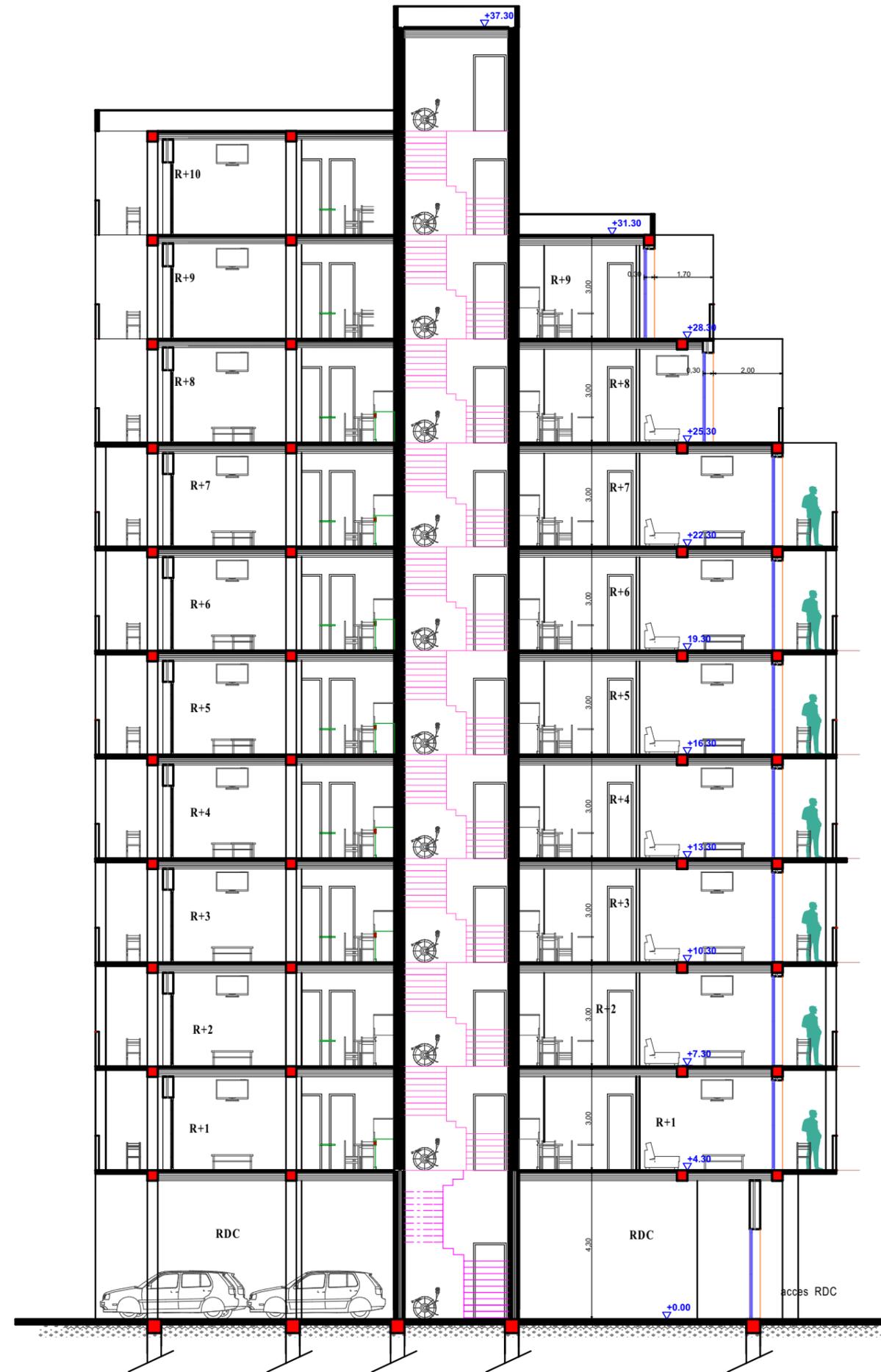
Commune: Béjaia
Daira: Béjaia
Wilaya: Béjaia

Elaboré par:
SAHED Fatiha (Architecte)

DATE

Elaboré le : decembre 2016
Modifié le :

N° de la planche:	Echelle:	Revision:



COUPE A-A BLOC F-F

BLOC F-F

Titre du projet:

250 logements avec commerce
et service a
ighil nsaid



Maitre de l'oeuvre:



Maitre de l'ouvrage:

**SARL SIDIA
SURFACE**

Titre de la planche:

**dossier
d'execution**

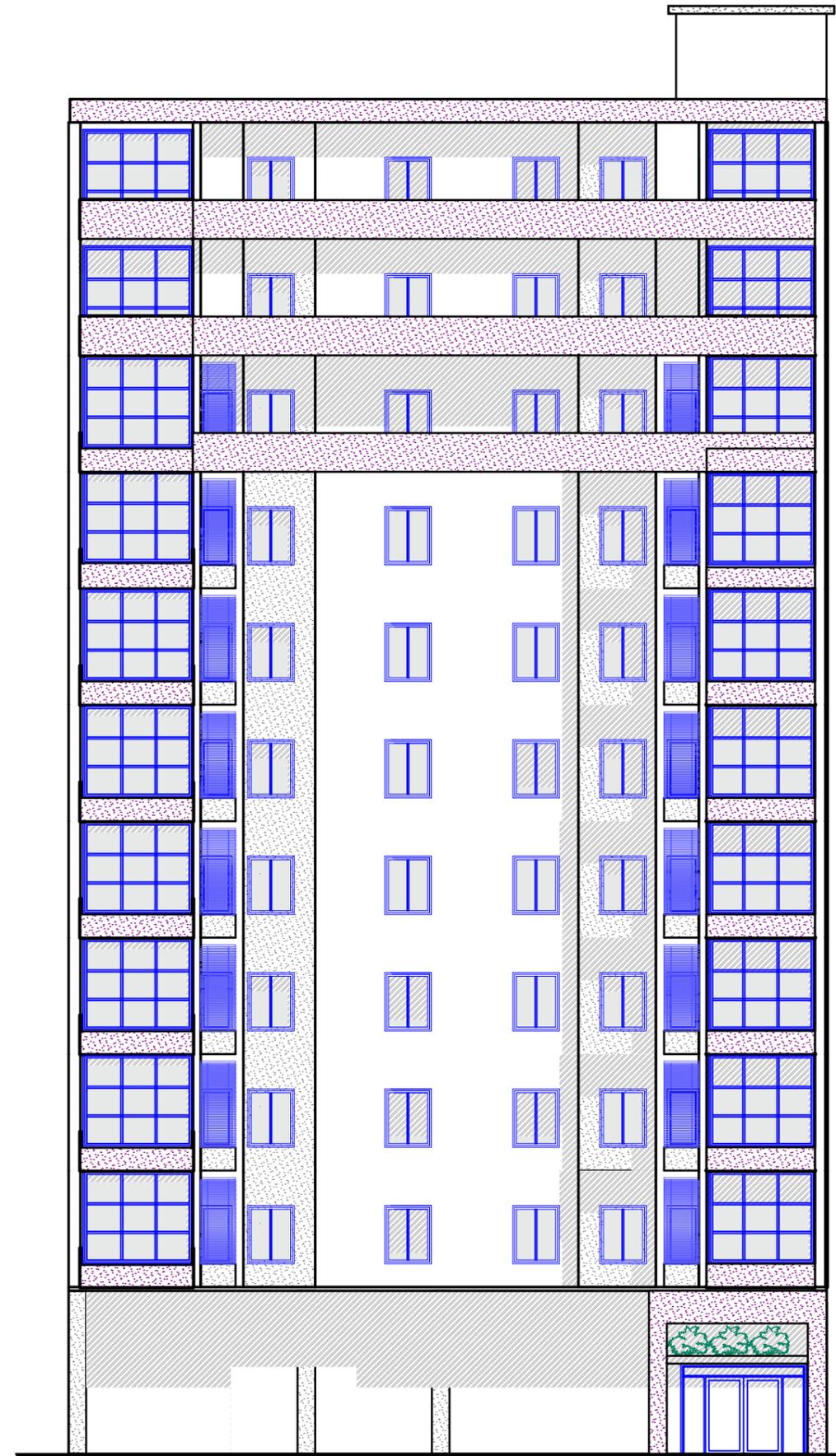
Commune: Béjaia
Daira: Béjaia
Wilaya: Béjaia

Elaboré par:
SAHED Fatiha (Architecte)

DATE

Elaboré le : decembre 2016
Modifié le :

N° de la planche:	Echelle:	Revision:
-------------------	----------	-----------



FAÇADE PRINCIPALE BLOC F-F ECH 1/100 .

BLOC F-F

Titre du projet:

250 logements avec commerce
et service a
ighil nsaid

Maitre de l'oeuvre:



Maitre de l'ouvrage:

**SARL SIDIA
SURFACE**

Titre de la planche:

**dossier
d'execution**

Commune: Béjaia
Daira: Béjaia
Wilaya: Béjaia

Elaboré par:
SAHED Fatiha (Architecte)

DATE

Elaboré le : decembre 2016
Modifié le :

N° de la planche: Echelle: Revision:

BLOC F-F

Titre du projet:

250 logements avec commerce
et service a
ighil nsaid



Maitre de l'oeuvre:



Maitre de l'ouvrage:

**SARL SIDIA
SURFACE**

Titre de la planche:

**dossier
d'execution**

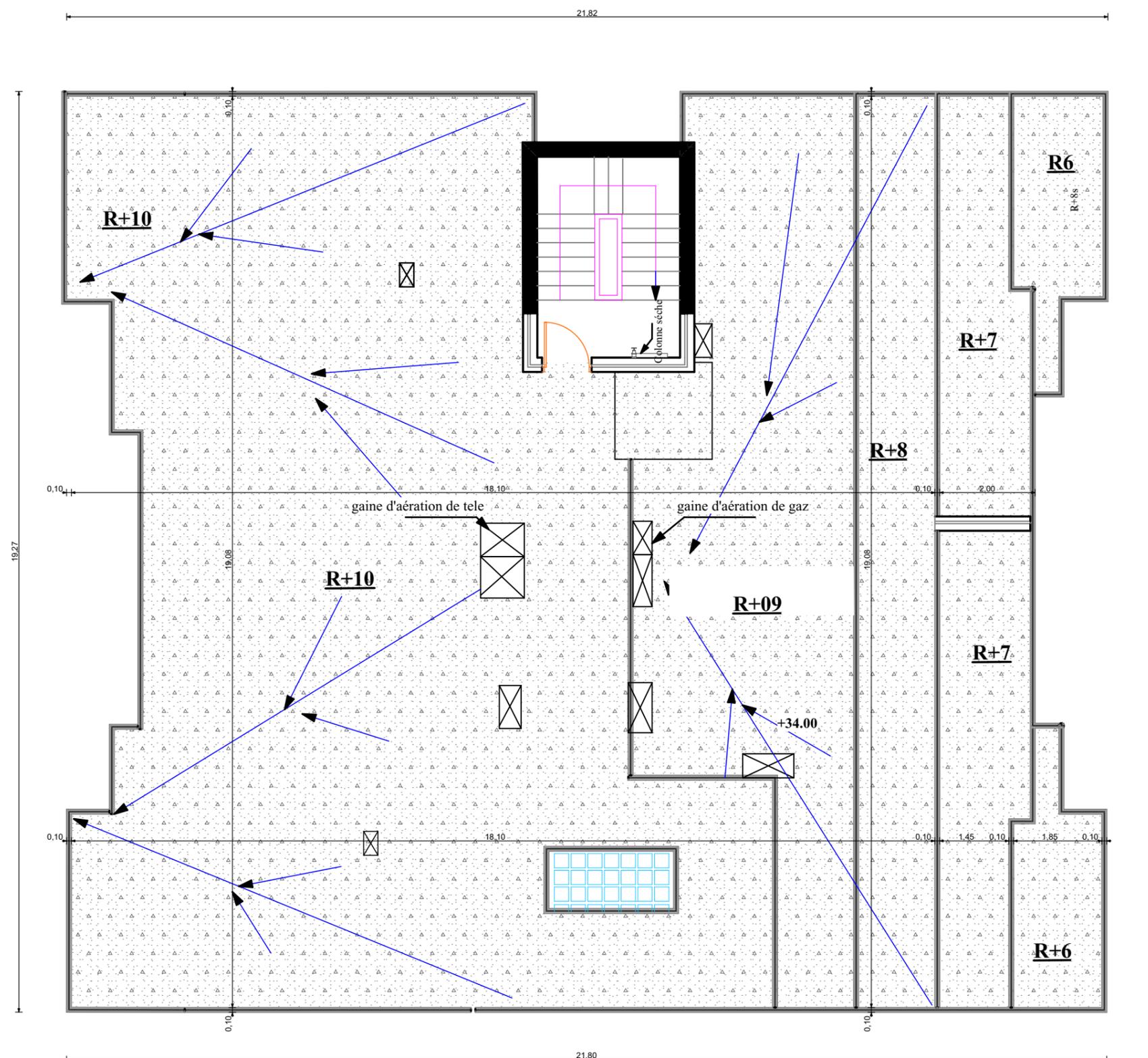
Commune: Béjaia
Daira: Béjaia
Wilaya: Béjaia

Elaboré par:
SAHED Fatiha (Architecte)

DATE

Elaboré le : decembre 2016
Modifié le :

N° de la planche:	Echelle:	Revision:
-------------------	----------	-----------



VUE EN PLAN TERRASSE BLOC F-F ECH 1/100