



*République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA-Bejaia
Faculté de la technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme

MASTER

Option : structures

Thème

Étude d'un bâtiment (R + 9 + 3 Entresol) en béton armé à usage d'habitation, commerce et autres contreventé par un système mixte (Voiles - Portiques).

Présenté par :

M^r. Ouchiha zoubir

M^{elle}. Boulbaroud yasmina

Encadré par :

M^{me}. Souidi

Membre de jury :

M^{me}. Bouayad

M^r. Ramdani

Promotion 2019-2020

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles respectives qui nous ont toujours encouragées et soutenues durant toutes nos études.

Nos plus grands remerciements vont à notre promotrice Madame SOUIDI, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs rôles importants dans notre formation.

Nous remercions tous nos amis (es) qui nous ont beaucoup aidé à la réussite de ce travail et notre promotion de Génie Civil.

Notre sincère gratitude va vers tous ce qui a participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les
Plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma
Soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie
Afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.*

À ma sœur Nabila.

À mes frères Amed et Ghiles.

À ma nièce Nylia.

À ma binôme Yasmina Boulbaroud et toute sa famille.

*Mes collègues, avec qui j'ai pu partager cette expérience durant toute
cette période et mes chères amies.*

OUCHIHA Zoubir.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les
Plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma
Soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie
Afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.*

À mon frère Harez.

À mes sœurs Sonia et célia .

A mon binôme Ouchiha Zoubir et toute sa famille .

*Mes collègues, avec qui j'ai pu partager cette expérience durant toute
cette période.*

Boulbaroud Yasmina

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé (R+ 9+ 3 entre sol) qui devrait être implanté à la willaya de Bejaia qui est classée comme une zone à moyenne sismicité. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portique +voile). Le calcul a été fait selon les règlements de construction en vigueur (RPA version 2003; CBA 93 ; BAEL 91). L'étude dynamique a été modélisée sur le logiciel ETABS 2016 .

Mots clés :

Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique, poteaux, poutre, voile.

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles et notation

Introduction générale.....	01
----------------------------	----

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	02
I.2. Présentation de l'ouvrage	02
I.3. Description architecturale	02
I.4. Caractéristique de l'ouvrage.....	03
I.4.1 Caractéristique du site en place	03
I.4.2 .L'ossature	03
I.4.3. Description structurale	03
I.4.4. Règlement et norme utilisé.....	03
I.5. Les états limites (BAEL91).....	04
I.5.1. Définition de l'état limite	04
I.5.2. Hypothèses de calcul aux états limites.....	04
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux	05
I.6.1. Le béton	05
I.6.1.1. Résistance caractéristique a la compression	05
I.6.1.2. Résistance caractéristique a la traction.....	05
I.6.1.3. Contrainte limite à l'ELU.....	05
I.6.1.4. Contrainte limite à l'ELS.....	06
I.6.1.5. Le module de déformation longitudinale	06
I.6.1.6. Module de déformation transversale	07
I.6.1.7. Coefficient de poisson	07
I.6.1.8 .Contrainte ultime du cisaillement du béton	07
I.6.2. Acier	07
I.6.2.1. Diagramme des contraintes –déformation (acier).....	07
I.6.2.2. Contrainte limite des aciers.....	08
I.7. Actions et sollicitations	08
I.7.1. Définitions et actions.....	08
I.7.2. Les sollicitations	09
I.7.3. Les combinaisons d'action.....	10
I.8. Conclusion.....	10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments secondaire

II.1. Introduction	11
II.2. Les planchers.....	11
II.2.1. Pré dimensionnement des planchers	11
II.2.2. Disposition des poutrelles	11
II.2.2.1. Plancher à corps creux	11
II.2.2.2. Dalle pleines	11
II.3. Les poutres	13

II.3.1. Les poutres principales.....	13
II.3.2. Les poutres secondaires	14
II.4. Les poutrelles	14
II.5. Les voiles	15
II.6. Les escaliers	15
II.7 L'acrotère	18
II.8. Évaluation des charges	18

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction	31
III.2. Les planchers	31
III.2.1. Plancher à corps creux	31
III.2.1.1. Différents types des poutrelles	31
III.2.1.2. Le choix de la méthode de calcul	32
III.2.1.3. Calcul des sollicitations	32
III.2.1.4. Ferrailage des poutrelles	35
III.2.1.5. Ferrailage de la dalle de compression	43
III.2.2. Étude des dalles pleines	43
III.2.2.1. Dalle sur quatre appuis	43
III.2.2.2. Dalle sur trois appuis	46
III.2.2.3. Dalle sur deux appuis	48
III.3. Étude des escaliers.....	50
III.3.1. Calcul de l'escalier étage courant.....	50
III.4. Étude de la poutre brisée	55
III.5. Calcul de l'acrotère	59
III.5.1. Hypothèse de calcul.....	59
III.5.2. Évaluation des charges	59
III.5.3. Ferrailage de la section	61
III.6. Étude de la rampe de passage des véhicules	63
III.6.1. Définition	63
III.7. Étude de l'ascenseur	65

Chapitre IV : Étude dynamique

IV.1. Introduction.....	73
IV.2. Objectifs et exigences	73
IV.3. Méthode de calcul.....	73
IV.3.1. Méthode statique équivalente	73
IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale	75
IV.3.2.1. Modélisation et résultats	76
IV.4. Interpolation des résultats de l'analyse dynamique.....	76
IV.4.1. Mode de vibration et taux de participation des masses	76
IV.4.2. Comportement de la structure	77
IV.4.3. Justification de l'interaction portique-voile.....	78
IV.4.4. Vérification de l'effort normal réduit	79
IV.4.5. Vérification des déplacements	80

IV.4.6. Justification vis – à vis de l’effort (P- Δ).....	81
IV.4.7. Vérification de la résultante de la force sismique.....	82

Chapitre V : Étude des éléments structuraux

V.1.Introduction	83
V.2 .Étude des poutres.....	83
V.2.1. Ferrailage	83
V.2.2. Calcul de ferrailage.....	84
V.3.Etude des poteaux	89
V.3.1. Recommandation de RPA 99/V2003	90
V.3.2. Sollicitation de calcul	92
V.3.3.Ferrailage des poteaux	93
V.3.3.1.Les armatures longitudinales.....	93
V.3.3.2.Armatures transversales.....	95
V.3.4. Vérifications.....	96
V.4.Etude des voiles	103
V.4.1. Recommandation de RPA 99/V2003	104
V.4.2. Sollicitation de calcul	105

Chapitre VI : Étude de l’infrastructure

VI .1. Introduction.....	108
VI.2. Choix du type des fondations.....	108
VI.2.1. Combinaisons d’actions à considérer	108
VI.2.3. Vérification de la semelle filante	109
VI.2.4. Vérification du radier générale.....	109
VI.2.5. Ferrailage du radier	113
VI.3. Ferrailage des nervures	114
VI.3.1. Calcul de ferrailage	115
VI.4.Voile périphérique	117
Conclusion	120

Bibliographie

ANNEXE 1

ANNEXE 2

ANNEXE 3

ANNEXE 4

ANNEXE 5

ANNEXE 6

ANNEXE 7

ANNEXE 8

ANNEXE 9

Liste des figures

Figure I.1	Caractéristique géométrique de la structure	2
Figure I.2	Diagramme des contraintes du béton	6
Figure I.3	Diagramme contrainte déformation de l'acier	8
Figure II.1	Dalle sur quatre appuis	12
Figure II.2	Dalle sur trois appuis	12
Figure II.3	Dalle sur deux appuis	13
Figure II.4	Coupe transversale d'une poutrelle	14
Figure II.5	Schéma d'escalier	15
Figure II.6	Schéma d'escaliers type 1	16
Figure II.7	Schéma d'escalier type 2	17
Figure II.8	Schéma d'escalier type 3	17
Figure II.9	Coupe de l'acrotère	18
Figure II.10	Surface afférente de poteau B4 (terrasse inaccessible)	24
Figure II.11	Surface afférente de poteau B4 (terrasse accessible)	25
Figure II.12	Surface afférente de poteau B4 (étage courant)	25
Figure II.13	Surface afférente de poteau B4 (entre sol 2 et 3)	26
Figure III.1	Schéma statique de poutrelle type 2	33
Figure III.2	Panneau sur quatre appuis	43
Figure III.3	Panneau sur trois appuis	46
Figure III.4	Panneau sur deux appuis	48
Figure III.5	Schéma statique de l'escalier	50
Figure III.6	Schéma statique de la volée intermédiaire	54
Figure III.7	Schéma statique de la poutre brisée	55
Figure III.8	Schéma statique de l'acrotère	59
Figure III.9	Section à ferrailer	61
Figure III.10	Coupe verticale de la rampe	63
Figure III.11	Schémas représentant la surface d'impacte	66
Figure IV.1	Spectre de réponse	76
Figure IV.2	Disposition des voiles	76
Figure IV.3	Mode 1 (Translation suivant Y)	77
Figure IV.4	Mode 2 (Translation suivant X)	77
Figure IV.5	Mode 3 (Rotation autour Z)	77

Figure V.1 Zone nodale	90
Figure V.2 Section d'un poteau.....	98
Figure VI.1 Schéma d'une semelle isolée.....	108
Figure. VI.2 Schéma d'une semelle filante	109
Figure VI.3. Schéma d'un radier.....	110
Figure VI.4. Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier.....	114
Figure VI.5. Schéma des sollicitations sur les nervures longitudinal	114
Figure IV.6. Diagramme des contraintes à l'ELU	118

Liste des tableaux

Tableau I.1	Caractéristique des matériaux	10
Tableau II.1	Dimensions des volées	17
Tableau II.2	Dimensions des volées	18
Tableau II.3	Évaluation des charges de la terrasse accessible	18
Tableau II.4	Évaluation des charges de la terrasse accessible en dalle pleine	18
Tableau II.5	Évaluation des charges de la terrasse inaccessible	19
Tableau II.6	Évaluation des charges de la terrasse inaccessible en dalle pleine	19
Tableau II.7	Évaluation des charges de plancher courant	19
Tableau II.8	Évaluation des charges d'exploitation	20
Tableau II.9	Évaluation des charges de plancher étage courant en dalle pleine	20
Tableau II.10	Évaluation des charges de balcon	20
Tableau II.11	Évaluation des charges de la volée 1 et 3 de l'escalier de type 1 et 2	21
Tableau II.12	Évaluation des charges de la volée 2 et 4 de l'escalier d type 1 et 3 ainsi que la volée 2 de l'escalier de type 2	21
Tableau II.13	Évaluation des charges de la volée 4 de l'escalier de type 2	21
Tableau II.14	Évaluation des charges de la volée de l'escalier de type3.....	22
Tableau II.15	Évaluation des charges de la volée 3 de type 3	22
Tableau II.16	Évaluation des charges de palier	23
Tableau II.17	Évaluation des charges des murs extérieurs	23
Tableau II.18	Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propre.....	23
Tableau II.19	Évaluation de la descente de charge de poteau B4.....	26
Tableau II.20	Résultat de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux.....	28
Tableau II.21	Résultat de la vérification à la compression simple	29
Tableau II.22	Résultat de la vérification au flambement	30
Tableau III.1	Les différentes types de poutrelles	31
Tableau III.2	Choix des méthodes de calcul poutrelles différents types des poutrelles	32
Tableau III.3	Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaison d'action.....	32
Tableau III.4	Charges qui reviennent sur les différents types poutrelles des planchers	34
Tableau III.5	Le ferrailage en appuis et en travée	38
Tableau III.6	Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages	39
Tableau III.7	Vérification de la flèche	42

Tableau III.8	Section de la dalle pleine à ferrailer	44
Tableau III.9	Vérification des contraintes	45
Tableau III.10	Vérification de la flèche	46
Tableau III.11	Ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis	47
Tableau III.12	Vérification des contraintes	47
Tableau III.13	Section de la dalle pleine à ferrailer	49
Tableau III.14	Vérification des contraintes	49
Tableau III.15	Le ferraillage des escaliers	52
Tableau III.16	Vérification des contraintes	53
Tableau III.17	Évaluation de la flèche dans la partie de l'escalier	54
Tableau III.18	Le ferraillage de palier intermédiaire	54
Tableau III.19	Vérification des contraintes	55
Tableau III.20	Ferraillage de la poutre brisée	56
Tableau III.21	Vérification des contraintes	58
Tableau III.22	Sollicitation du calcul	60
Tableau III.23	Le ferraillage de l'acrotère	61
Tableau III.24	Charges et surcharges de la rampe	63
Tableau III.25	Calcul des sollicitations	64
Tableau III.26	Calcul de ferraillage à l'ELU	64
Tableau III.27	Vérification de l'effort tranchant	64
Tableau III.28	Vérification des contraintes a l'ELS	65
Tableau III.29	Calcul de la flèche	65
Tableau III.30	Calcul de ferraillage de l'ascenseur	68
Tableau III.31	Vérification des contraintes	70
Tableau III.32	Ferraillage de la dalle de l'ascenseur	71
Tableau III.33	Vérification des contraintes	72
Tableau IV.1	Valeurs de pénalités	74
Tableau IV.2	Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	77
Tableau IV.3	Charge verticales reprise par portique – voile	78
Tableau IV.4	Charges horizontales reprise par portique –voile	79
Tableau IV.5	Vérification de l'effort normale réduit	79
Tableau IV.6	Vérification des déplacements	80
Tableau IV.7	Vérification de l'effet P- Δ	81

Tableau IV.8 Vérification de la résultante des forces sismique	82
Tableau IV.9 Dimension finales des éléments structuraux	82
Tableau V.1 Ferrailage des poutres principales et secondaires	84
Tableau V.2 Vérification des contraintes tangentielle	88
Tableau V.3 Vérification des armatures	88
Tableau V.4 Vérification de l'état limite de compression de béton	89
Tableau V.5 Vérification de la flèche pour les poutres	89
Tableau V.6 Sollicitation dans les poteaux	92
Tableau V.7 Ferrailage des poteaux	95
Tableau V.8 Calcul des armatures transversales	95
Tableau V.9 Vérification de flambement pour les poteaux	97
Tableau V.10 Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	98
Tableau V.11 Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	99
Tableau V.12 Les moments résistants dans les poteaux	100
Tableau V.13 Les moments résistants dans les poutres principales	101
Tableau V.14 Les moments résistants dans les poutres secondaires	102
Tableau V.15 Vérification des zones nodales selon le sens principal	102
Tableau V.16 Vérification des zones nodales selon le sens secondaire	103
Tableau V.17 Sollicitation max de calcul dans les voile V_{x1}, V_{x2}	105
Tableau V.18 Sollicitation max de calcul dans les voile $V_{y1}, V_{y2}, V_{y3}, V_{y4}$	105
Tableau V.19 Résultat de ferrailage des voiles V_{x1}, V_{x2}	106
Tableau V.20 Résultat de ferrailage des voiles $V_{y1}, V_{y2}, V_{y3}, V_{y4}$	107
Tableau VI.1 Sollicitation et section d'armatures du radier	113
Tableau VI.2 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier	113
Tableau VI.3 Section d'armatures du radier a l'ELS	113
Tableau VI.4 Sollicitations max dans les deux sens	115
Tableau VI.5 Ferrailage des nervures	115
Tableau VI.6 Les armatures transversales de l'espacement entre les barres	116
Tableau VI.7 Vérification des contraintes dans les nervures.	118
Tableau VI.8 Ferrailage du voile périphérique	119
Tableau VI.9 Vérification des contraintes	119

Symboles et Notation

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre .

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B , b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_s , E_c : Sont les modules de déformation.

e : épaisseur .

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf : la flèche totale.

Δf_{adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

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

ht : hauteur totale du plancher.

ho : épaisseur de la dalle de compression.

he : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

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

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

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

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

Q : Charge d'exploitation .

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

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

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

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

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

h_t: hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

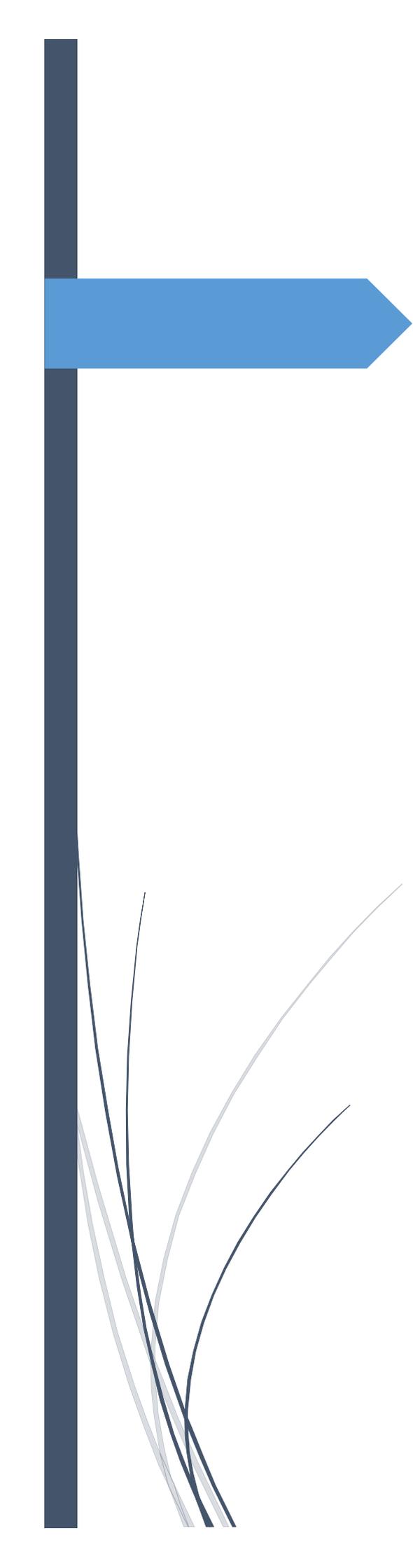
Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+9 +3 entre sol à usage d'habitation, commercial, parking et cave.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- ✓ Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- ✓ Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisée par le logiciel Etabs 2016.2.
- ✓ Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel Etabs 2016.2 est l'objet du cinquième chapitre.
- ✓ Le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure



Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction

La stabilité d’une structure dépend de la résistance des différents éléments qui la composent. C’est pour cela qu’il est nécessaire de choisir des matériaux adéquats et de respecter les réglementations en vigueur pour obtenir un ouvrage sécuritaire et économique. Dans ce chapitre, nous allons passer en revue la description de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés pour sa réalisation.

I.2. Présentation de l’ouvrage

Le projet traité par notre mémoire est celui d’une étude génie civil d’un bâtiment (R+9+3 entresol) en béton armé à usage commercial, parking, cave et habitation, Ce projet est un ouvrage courant implanté à Sidi-Ahmed, localité située au nord de la ville de Bejaia au pied du mont Yemma Gouraya, classée d’après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 « article 3.2 » comme zone moyenne (zone II a), le bâtiment est classé dans le groupe d’usage 2.

I.3. Description architecturale

- Longueur en plan $L_x=23m$.
- Largeur en plan..... $L_y=21.10m$.
- Hauteur totale du bâtiment $H=35.38m$.
- Hauteur de l’entresol 3 et 2 $h_{es}=2.89m$.
- Hauteur du RDC $h_{rdc}=4.08m$.
- Hauteur des étages courants..... $H_{eta}=3.06m$.
- Hauteur de l’entresol 1 $h_{es}=3.06m$.

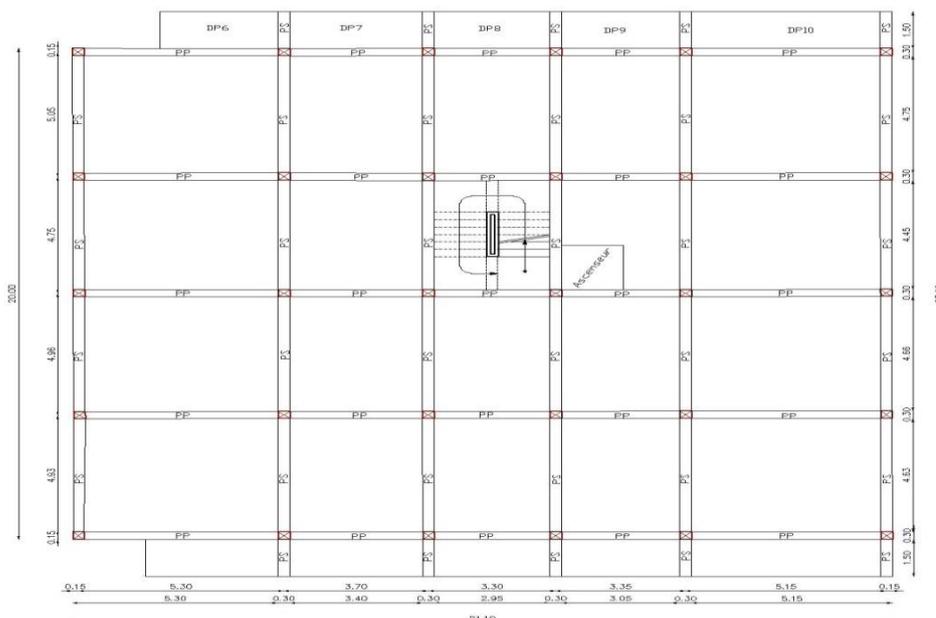


Figure I.1. Caractéristiques géométriques de la structure.

I.4. Caractéristiques de l'ouvrage

I.4.1 Caractéristiques du site en place

- D'après le rapport de sol on peut classer notre sol en classe S2 (sol ferme) ;
- La contrainte admissible du sol $\sigma = 2\text{bars}$;
- L'ancrage minimal préconisé des fondations : **D= 1m.**

I.4.2. L'ossature

Vu que notre structure est située en zone IIa, et étant donné que la hauteur du bâtiment dépasse les 14m, l'ossature de notre bâtiment est constitué d'une structure mixte formée de portiques et de voiles nous avons choisi un système mixte avec justification de l'interaction.

I.4.3. Description structurales

- **Les planchers** : nous avons deux types de planchers :
 - **Les planchers en corps creux** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement ;
 - **Les planchers en dalle pleine** : les balcons, la dalle de l'ascenseur et le palier d'escalier seront réalisées en dalles pleine.
- **La maçonnerie** : les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements sont en doubles parois de brique creuse, avec une lame d'air de 5 cm. Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- **Les escaliers** : notre bâtiment comprend des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place pour certains et préfabriqués pour d'autres.
- **L'acrotère** : c'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé qui va servir comme garde-corps.
- **L'infrastructure** : ce sont les fondations qui assurent les fonctions suivantes :
 - Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - Limitation des tassements différentiels

I.4.4. Règlement et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- **RPA99/** version 2003 ;
- **CBA93** (code du béton armé) ;
- **DTR BC 2.2** (charges permanentes et surcharges d'exploitation) ;

- BAEL 91 modifié 99 ;
- DTR BC2.331 (règle de calcul des fondations superficielles).

I.5 Les états limites (BAEL91)

I.5.1. Définition de l'état limite

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

- **État limite ultime** : c'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de la forme ;
- **État limite de service** : c'est un état associé à l'aptitude et à la mise en service, il est donc lié aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, etc.

I.5.2- Hypothèses de calcul aux états limites

- **État Limite Ultime « ELU », CBA93 (Art A.4.3.2).**

- Les sections droites restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre armatures et béton ;
- La résistance à la traction du béton est négligeable ;
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- Le diagramme de contrainte de déformation de calcul du béton utilisé est le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée, sinon ce sera le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

- **État limite de service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).**

Les trois premières hypothèses de calcul sont :

- Le béton et l'acier sont considérés comme matériaux linéairement élastiques ;
- $n = E_s / E_b = 15$ avec E_s : module de YOUNG de l'acier ;
 E_b : module de Young de béton ; $n = 15$: coefficient d'homogénéisation acier-béton.

- On ne réduit pas dans les calculs les aires des aciers de l'aire du béton comprimé.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.6.1. Le béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

I.6.1.1. Résistance caractéristique à la compression : (BAEL 91, Art. 2-1-11)

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, noté f_{c28} . Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 20MPa et, au plus, égale à 45 MPA.

La résistance caractéristique à la compression à « j » jour est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = (j \times f_{c28} / (4.76 + 0.83 \times j)) \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa } (j \leq 28 \text{jours}) \dots\dots \text{ (CBA Art (A.2.1.1.1))} \\ f_{cj} = (j \times f_{c28} / (1.4 + 0.95 \times j)) \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{MPa } (j > 28 \text{jours}) \dots\dots \text{ (CBA Art (A.2.1.1.1))} \\ j > 28 \text{ j} \Leftrightarrow f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{MPa} \end{array} \right.$$

Pour l'étude de notre projet on prendra $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

I.6.1.2-Résistance caractéristique à la traction (BAEL 91, Art. A-5-2-11)

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction à « j » jours d'âge noté « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.06 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$$

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

I.6.1.3-Contrainte limite à l'ELU

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme parabole-rectangle montré sur (la figure I.2).

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

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

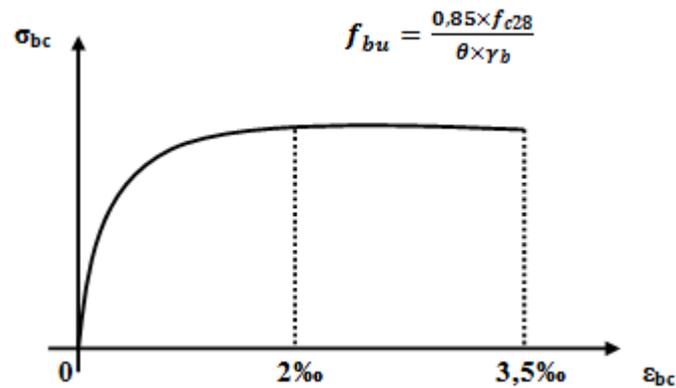


Figure. I.2 : Diagramme des contraintes du béton.

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.
 $f_{bu} = 14,20$ MPA pour : $\gamma_b = 1,5$.
 $f_{bu} = 18,48$ MPA pour : $\gamma_b = 1,15$.

Le diagramme ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à : **2‰** : en compression simple ou flexion composée avec compression **3,5‰** : en flexion simple ou composée.

I.6.1.4-Contrainte limite à l'ELS

Il consiste en l'équilibre de sollicitation de l'action réelle (non majorée) ainsi que les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, contrainte donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

I.6.1.5. Module de déformation longitudinale du béton

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPA})$$

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \end{cases}$$

Pour : $f_{c28} = 25$ MPA on a : $E_{i28} = 32164,20$ MPA $E_{v28} = 10818,86$ MPA.

I.6.1.6-Module de déformation transversale

$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)}$$

Avec : E : module de YOUNG

ν : Coefficient de poisson CBA93 (article A.2.1.3).

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

I.6.1.7-Coefficient de poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal Δl , mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est : $\Delta a/a$

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{(\Delta a/a)}{(\Delta l/l)} = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcis sement unitaire}}$.

Le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes : $\nu = \begin{cases} 0 & \text{ELU} \\ 0.2 & \text{ELS} \end{cases}$

I.6.1.8-Contrainte ultime de cisaillement du béton

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

$$\tau_{adm} = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) \quad \text{pour la fissuration peu nuisible .}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{MPa}) \quad \text{pour la fissuration préjudiciable .}$$

Le béton mis en oeuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale 20 MPa et au plus égale à 45 MPa, donc dans notre cas on prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$\tau_{adm} = 3,33\text{MPa} \Leftrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2,5\text{MPa} \Leftrightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

I.6.2-Aciers

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

- Les treillis soudés (TR): ils sont utilisés comme armature dans les dalles, car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles ;
- Les ronds lisses (RL): leur emploi est limité à quelques usages particuliers ;
- Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA): selon [7] (Art.7.2.2) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPa et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5%.

Dans notre cas, nous utilisons des armatures à haute adhérence, FeE400 et des armatures rondes lisses, FeE235 et un treillis soudé à haute adhérence FeTE400.

I.6.2.1. Diagramme des contraintes déformations (acier)

Le diagramme contrainte (σ) déformations (ϵ) est conventionnellement définie comme suit :

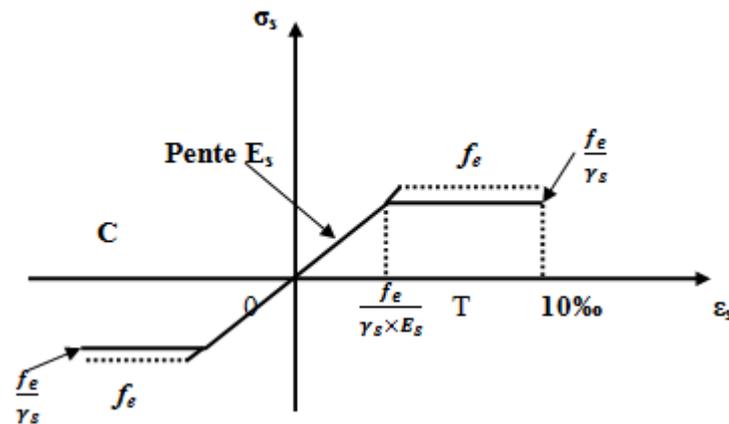


Figure. I.3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

C = compression, **T** = traction, **E_s** = module de l'acier ($2 \cdot 10^5$ MPA).

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s lorsqu'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité ayant une valeur.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ situation durable.

I.6.2.2. Contrainte limite des aciers

-**ELU** : la contrainte de l'acier est : $\sigma_s = f_e / \gamma_b$.

-**ELS** : on distingue les cas suivants :

- Fissuration peu nuisible

- Fissuration préjudiciable: $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

η : Coefficient de fissuration.

$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL) et treillis soudés.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA) } \Phi \geq 6\text{mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA) } \Phi < 6\text{m} \end{array} \right.$

I.7. Actions et sollicitations

I.7.1. Définition des actions

Les actions sont les forces et les couples de force dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées ; elles proviennent donc de charges permanentes, variables ou accidentelles.

➤ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes, d'une intensité constante ou rarement variable dans le temps, comprennent :

- Le poids propre de la structure ;
- Les cloisons, revêtements, superstructures fixes ;

- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides ;
- Les déformations imposées à la structure.

➤ **Les actions variables (Q)**

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

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

➤ **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant des phénomènes se produisant rarement et avec une courte sur de courtes durées d'application. On en citera :

- séismes, chocs, incendies et explosions.

I.7.2. Les sollicitations

On désigne par sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

G max : ensemble des actions permanentes défavorables.

G min : ensemble des actions permanentes favorables.

Q1 : action variable de base.

Qi : action variable d'accompagnement.

➤ **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU**

$$1,35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} + \sum 1,3\psi_{0i} Q_i \quad \text{Où : } \gamma_{Q1} = 1.5 \text{ en général}$$

Dans le cas d'une vérification à l'ELU, on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de construction ;
- La stabilité des éléments compte tenu d'effets de second ordre ;
- L'équilibre statique de l'ouvrage.

➤ **Sollicitations de calcul vis-à-vis de l'ELS**

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

Les vérifications à effectuer dans ce cas sont :

- La contrainte maximale de compression du béton ;
- La fissuration du béton ;
- La déformation des éléments.

➤ **Sollicitations accidentelles**

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

- FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

- Qi : Valeur variable d'accompagnement.

- ψ_1, ψ_2 : coefficient correspondant à la nature de la charge.

I.7.3. Les combinaisons d'actions

- Situations durables : ELU : $1,35G+1,5Q$

$$\text{ELS : } (G+Q)$$

- Situation accidentelle : $G+Q \pm E_x$; $G+Q \pm E_y$

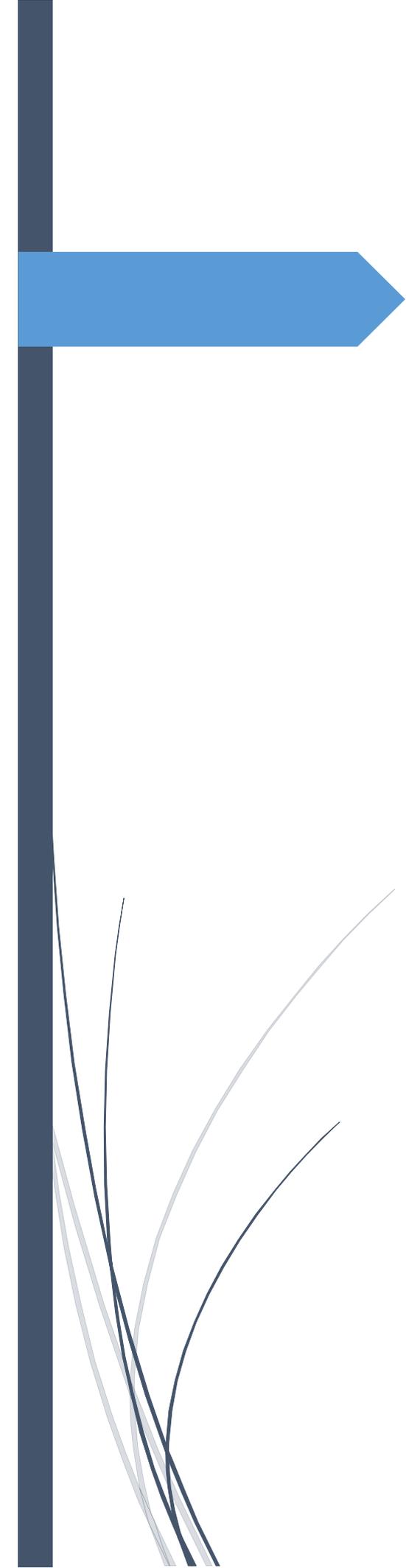
$$0,8 \times G \pm E_x ; 0,8 \times G \pm E_y$$

I.8. Conclusion

Ce chapitre a porté sur les différentes caractéristiques de notre structure ainsi que sur les caractéristiques structurales et celles relatives au sol d'assise qui sont données. La contrainte admissible du sol à prendre en compte est : **$\sigma_{adm} = 2 \text{ bars}$** . La structure sera réalisée avec un système de contreventement mixte voile-portique avec justification de l'interaction. Les caractéristiques des matériaux utilisés pour réaliser notre structure est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 1.1. Caractéristiques des matériaux.

Béton	Acier
$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$ $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPA}$ $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPA}$ $\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPA}$ fissuration peu nuisible. $\tau_{adm} = 2,5 \text{ MPA}$ fissuration préjudiciable	$E = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$ $f_e = 400 \text{ MPA}$ $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$ pour la situation courante. $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$ pour une situation accidentelle FN: $\bar{\sigma}_{st} = 201,63$. FTN: $\bar{\sigma}_{st} = 164,9$ $\eta = 1,6$



Chapitre II

Pré dimensionnement

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments vise à déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment en vigueur, à savoir : **BAEL91, RPA99 /version 2003** et le **CBA93**.

II.2. Plancher

II.2.1. Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare les surcharges directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Dans notre projet, on a recours à deux types de planchers:

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

II.2.2. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles adoptée est choisie conformément aux deux critères suivants :

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

Les Schémas de disposition des poutrelles pour tous les niveaux sont présentés en annexe 4.

II.2.2.1. Plancher à corps creux

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, sans aucune fonction de résistance ;
- Poutrelles : éléments résistants du plancher ;
- Dalle de compression ;
- Treillis soudé.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur *ht* telle que :

$ht = hcc + hdc$ avec :

hcc et *hdc* : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

En vérifiant la condition suivante d'après le CBA 93 (**Art B.6.8.4.2.4**)

Avec :

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

Lmax : Travée maximale entre nue d'appui dans le sens de disposition des poutrelles

ht : Hauteur totale du plancher.

$L_{max} = 5.05 - 0.3 = 4,75 \text{ cm}$ $ht \geq 475/22.5 = 21.11 \text{ cm}$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 24cm

Avec :

- 20 cm : hauteur du corps creux.
- 4 cm : hauteur de la table de compression

II.2.2.2. Dalle pleine

Dans notre cas nous avons des panneaux de dalle en dalle pleine.

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

a. critère de résistance à la flexion :

- $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$ pour une dalle sur quatre (4) ou deux (2) appuis \perp .
 - $e \geq L_x/20$ pour une dalle sur un seul (1) ou deux (2) appuis//.
 - $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$ pour une dalle sur trois (3) ou quatre (4) appuis.
- L_x : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.
 L_y : est la grande portée de la dalle.

b. coupe-feu

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 14\text{cm}$ pour trois heures de coupe feu.

c- Isolation phonique

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique. On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère du coupe-feu qui est déterminant.

Ci-après, nous rapportons un exemple de chaque type de dalle pleine que nous avons repéré sur notre structure.

- Dalle sur 4 appuis (D4 de RDC)

$$L_x/45 \text{ (} 496-30\text{)}/45 = 10.35 < e < L_x /40 = (496-30) = 11.65$$

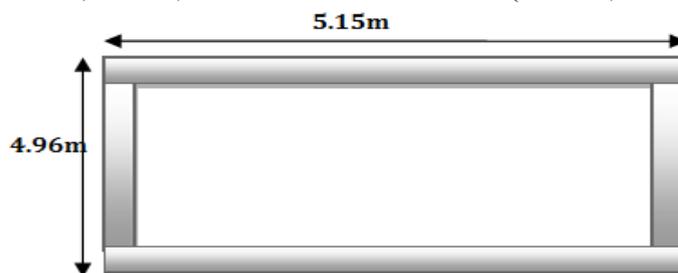


Figure II.1. Dalle sur quatre appuis (RDC).

- Dalle sur 3 appuis (D2 étage courant)

$$L_x/45 = 3.33 < e < 150/40 = 3.75$$

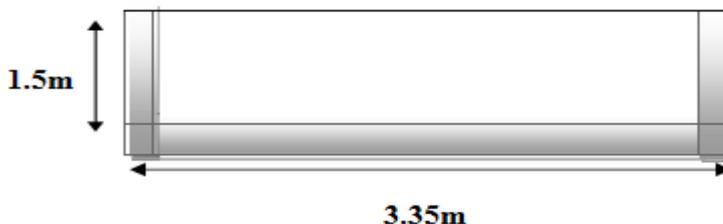


Figure II.2. Dalle sur trois appuis (étage courant).

- Dalle sur 2 appuis (D1 étage courant)

$$L_x /35 = 150/35 = 4.28 < e < 5 \text{ cm}$$

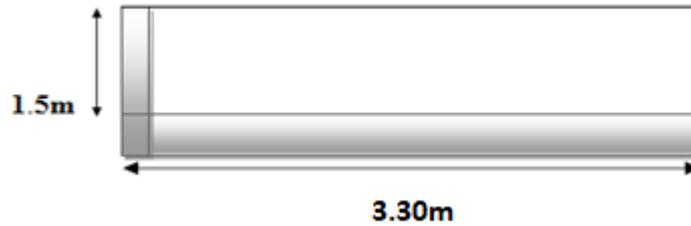


Figure II.3. Dalle sur deux appuis (étage courant).

Donc, on adopte des dalles pleines de 13 cm d'épaisseur ($e=13\text{cm}$).

II. 3. Les poutres

II. 3.1. Les poutres principales [P.P]

- Définition

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles ; elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- Pré-dimensionnement

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

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

Avec :

h : hauteur de la poutre.

l_{max} : distance max entre nue d'appui.

D'où : $l_{max} = 5,15 - 0,3 = 4,85 \text{ m} \leftrightarrow 32,33 \leq h \leq 48,5$

On prend : **$h=45\text{cm}$ $b=35\text{cm}$**

On adopte une section rectangulaire ($b \times h$) = **$(35 \times 45) \text{ cm}^2$**

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA99/2003 (article 7.5.1)** qui sont les suivantes :

$b=35\text{cm} > 20\text{cm}$ condition vérifiée.

$h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$ condition vérifiée.

$h/b = 45/35 = 1.125 < 4$ condition vérifiée.

} **(RPA 99 version 2003 Art.7.5.1)**

II -3-2 Les poutres secondaires [P. S]

• Définition

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

Lmax: portée maximale entre nue d'appui.

$$L_{max} = 5,05 - 0,3 = 4,75m$$

On prend : **h = 40 cm** **b = 35 cm**

b=35cm > 20cm condition vérifiée.

h = 40cm > 30cm condition vérifiée.

h/b = 45/35 = 1.142 < 4 condition vérifiée.

(RPA 99 version 2003 Art.7.5.1)

Après les vérifications de RPA on adopte : **PP (35×45)** **PS (35×40) (b×h)**

II. 4. Les poutrelles

Ce sont des éléments en béton armé préfabriqués ou coulés sur place destinés à transmettre les charges verticales aux poutres. Les poutrelles se calculent comme une section en Té. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{l_y}{10} \right) \dots\dots\dots \text{CBA 93 (ART A-4-1-3)}$$

L_x : distance max entre axes de deux poutrelles.

L_y : distance max entre axes des poutres parallèle à l_x

Avec: $b_0 = (0.4 ; 0.6)h_t = 12 \text{ cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $h_t = 24\text{cm}$

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

$$L_y = 5.05 - 0,35 = 4.75\text{m}$$

$$b_1 \leq \min(32.5 ; 47.5) \leftrightarrow b_1 \leq 30\text{cm}$$

$$\text{d'où : } b = 2b_1 + b_0 = 72\text{cm}$$

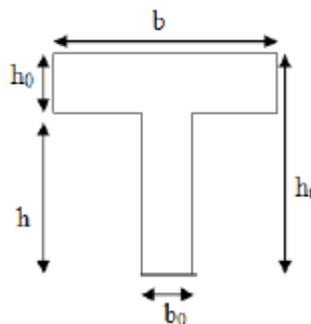


Figure II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

II-5- Les voiles

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres, et qui est d'une épaisseur donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

- 1) $e \geq h_e / 22$ pour les voiles simples tels que: h_e hauteur libre d'étage ;
 - 2) $e \geq 15\text{cm}$
 - 3) $L \geq 4.e$ avec L : la largeur du voile
- hauteur RDC: $408 - 0,2 = 388\text{cm}$. $e \geq 388/22 \leftrightarrow e = 17.64\text{cm}$
 - hauteur d'entresol 1 et étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$. $e \geq 286/22 \leftrightarrow e = 13\text{cm}$
 - hauteur d'entresol 2 et 3 $h_e = 289 - 20 = 269\text{cm}$ $e \geq 269/22 \leftrightarrow e = 12.23\text{ cm}$

On adopte pour tous les voiles de RDC une épaisseur de : $e = 20\text{cm}$.

Pour les autres étages on adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $e = 16\text{cm}$

II.6. Les escaliers

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Giron (g): largeur de la marche ;
- Marche : partie horizontale de la marche ;
- Contremarche : hauteur verticale de la marche (h) ;
- Emmarchement : longueur de la marche (l) ;
- Volée : succession de marches entre deux parties horizontales ;
- Paillasse : dalle inclinée supportant les marches ;
- Pallier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse ;
- Pente de l'escalier (α) : c'est l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escalier confortable ; $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$;
- Cage : volume où se situe l'escalier ;
- Ligne de jour : espace laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

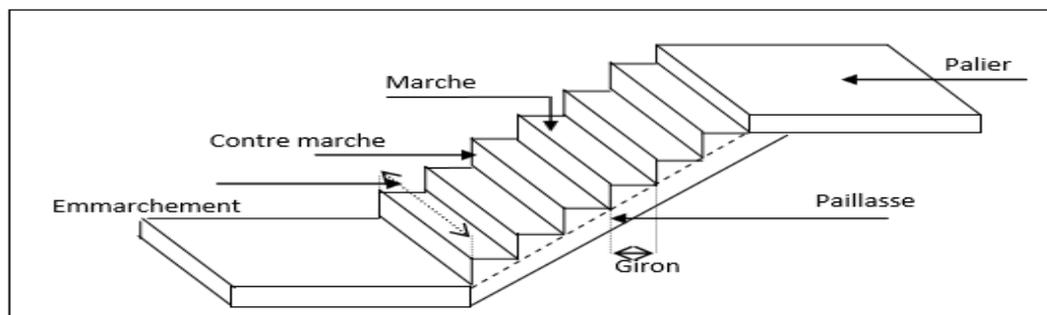


Figure II.5 Schéma de l'escalier.

❖ Pré-dimensionnement des escaliers

Notre structure est dotée de 3 types d'escaliers, de différentes caractéristiques. Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vé-

vérifier la présence des conditions suivantes :

- hauteur h des contremarches, qui doit se situer entre 14 et 18 cm ;
- largeur g qui devrait être entre 25 et 32 cm ;
- formule empirique de BLONDEL :

$$0.59\text{cm} \leq g+2xh \leq 0.64\text{cm}$$

$$\text{où : } g = \frac{l_0}{n-1} \quad \text{et } h = \frac{H_0}{n}$$

Avec : n : nombre de contremarches.
 $n-1$: nombre de marches.

Type 1 :

C'est un escalier à quatre tournant, reliant l'Entresol 1 au RDC et reliant les étages courants entre eux, la hauteur entre deux niveaux est de 3.06 m.

Pour les volées 1et 3 :

$$H=n \times h \leftrightarrow h=H/n ; L_0=(n-1) \times g \leftrightarrow g=L_0/(n-1).$$

À partir de la formule de Blondel :

$$0.59\text{cm} \leq g+2xh \leq 0.64\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

En remplace h et g dans (1) :
 $g+2 \times h=64\text{cm}$

$$L_0(n-1)+2(H/n)=64\text{cm} \leftrightarrow 64n^2-(64+2H+L_0)n+2H=0$$

n : solution de l'équation

$$H=1,19\text{m} \quad ; \quad L_0=1,8\text{m}$$

Après la résolution de l'équation on trouve : $n=7$ et $n-1 =6 \leftrightarrow h=17\text{cm} \quad g=30\text{cm}$

calcul de α :

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right) \leftrightarrow \alpha = 33,47^\circ$$

Calcul de la longueur de la paillasse :

$$L_v = (1,8^2 + 1,19^2)^{1/2} = 2,16\text{m}$$

L'épaisseur de la paillasse (e) est donnée par :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

Dans notre cas : $L=L_v+L_{p1}+L_{p2}$

On prend $e=17\text{cm}$

Pour la volée 2 et 4 :

On a : $H=34\text{cm} ; L_0=30\text{cm} \quad n-1=1$

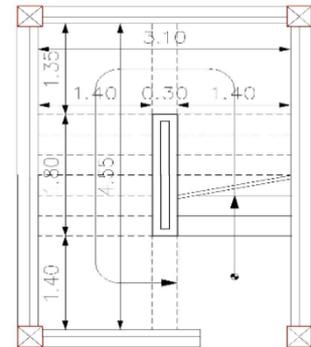


Figure II.6 Schéma de l'escalier type1.

Après la résolution, on trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} n=2 \\ n-1=1 \end{array} \right. \quad \text{d'où} \quad \left\{ \begin{array}{l} h=17\text{cm} \\ g=30\text{cm} \end{array} \right.$$

- $\alpha = 48,57^\circ$

- inclinaison de la paillasse : $L_v = 0,45\text{m}$

- épaisseur de la volée 2 et 4 est $e=17\text{cm}$

• **type 2 :**

C'est un escalier à quatre tournants, reliant l'entresol 3 à l'entresol 2 et celui-ci à l'entresol 1. La hauteur entre deux niveaux est de 2.89 m, dont les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

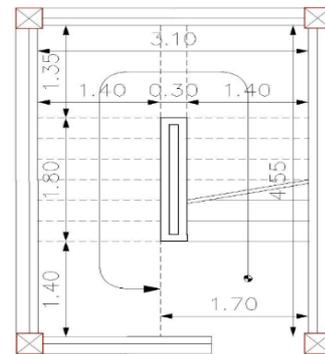


Figure II.7 Schéma de l'escalier type 2.

Tableau II.1 Dimensions des volées.

volée	$L_0(\text{m})$	$H(\text{cm})$	N	$h(\text{cm})$	$g(\text{cm})$	α°	$L_v(\text{m})$	$e(\text{cm})$
Volée 1 et 3	1,8	1,19	7	17	30	33,47	2,16	17
Volée 2	0,3	0,34	2	17	30	48,57	0,45	17
Volée 4	0	0,17	1	17	0	0	0,17	17

• **type 3 :**

C'est un escalier à quatre tournants reliant le RDC au premier étage. La hauteur entre deux niveaux est de 4.08m. Les résultats du prédimensionnement sont résumés dans le tableau ci-dessous :

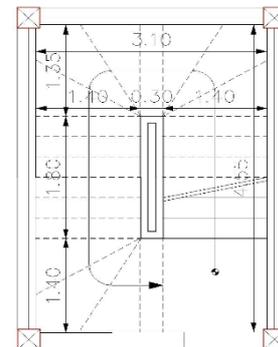


Figure II.8 Schéma de l'escalier type 3.

Tableau II.2. Dimensions des volées.

Volée	L ₀ (m)	H(cm)	N	h (cm)	g(cm)	α°	Lv(m)	e (cm)
Volée 1	1,8	1,53	9	17	30	40,36	3,71	17
Volée 3	1,8	1,87	11	17	30	46,09	5,34	17
Volée 2 et 4	0,3		0,34	2	17	30	48,57	0,45

II.7. 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.

H=110 cm (dans notre projet la terrasse est accessible) ;

$$S = (1.1 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03) / 2$$

$$S = 0.1185m$$

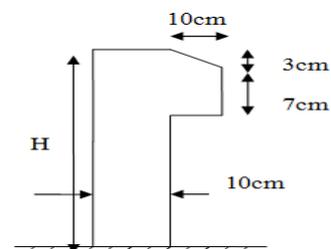


Figure II.9. Coupe de l’acrotère.

II.8. Évaluation des charges et des surcharges

- Plancher terrasse accessible à corps creux :

Tableau II.3. Évaluation des charges de la terrasse accessible.

Description	Épaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Poids surfacique G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Forme de pente	0,1	22	2,2
Plancher en corps creux	0,24	/	3,3
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,015	18	0,27
Charge permanente G			7,25
Charge d’exploitation Q			1,5

- Plancher terrasse accessible à dalle pleine :

Tableau II.4. Évaluation des charges de la terrasse accessible.

Description	Épaisseur (m)	Poids volumique γ(KN/m ³)	Poids surfacique G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4

Lit de sable	0,02	18	0,36
Forme de pente	0,1	22	2,2
Plancher en dalle pleine	0,13	25	3,25
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,015	18	0,27
Charge permanente G			7,2
Charge d'exploitation Q			1,5

➤ **Terrasse inaccessible à corps creux :**

Tableau II.5. Évaluation des charges de la terrasse inaccessible.

Description	Épaisseur(m)	Poids volumique $\gamma(\text{KN}/\text{m}^3)$	Poids surfacique $G(\text{KN}/\text{m}^2)$
Gravillon roulé de protection	0,04	20	0,8
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,015	18	0,27
Plancher à corps creux (20+4)	0,24	/	3,3
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente G			4,69
Charge d'exploitation Q			1

➤ **Terrasse inaccessible en dalle pleine**

Tableau II .6 Évaluation des charges de la terrasse

Description	Épaisseur(m)	Poids volumique $\gamma(\text{KN}/\text{m}^3)$	Poids surfacique $G(\text{KN}/\text{m}^2)$
Dalle pleine	0,13	25	3,25
Gravillon roulé de protection	0,04	20	0,8
Étanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Isolation thermique	0,04	0,25	0,01
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanente G			4,45
Charge d'exploitation Q			1

➤ **Plancher courant à corps creux :**

Tableau II.7. Évaluation des charges de plancher courant.

Description	Épaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(\text{KN}/\text{m}^3)$	Poids surfacique $G(\text{KN}/\text{m}^2)$
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4

Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Cloison de séparation	/	/	2,2
Plancher a corps creux	0,24	/	3,3
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente G			5,66
Charge d'exploitation Q			1,5

➤ Pour les charges d'exploitations à partir de DTR

Tableau II.8. Évaluation des charges d'exploitation

Habitation	Parking	Cave	Commerce
1,5	2,5	2,5	5

➤ Plancher étage courant a dalle pleine :

Tableau II.9. Évaluation des charges de plancher étage courant a dalle pleine.

Description	Épaisseur(m)	Poids mique γ (KN/m ³)	Poids surfacique G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Mur intérieurs	/	/	1
Plancher a dalle pleine	0,13	25	3,25
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente G			5,61
Charge d'exploitation Q			1,5

➤ Balcon :

Tableau II.10. Évaluation des charges de balcon.

Description	Épaisseur(m)	Poids mique γ (KN/m ³)	Poids surfacique G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher à dalle pleine	0,13	25	3,25
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanente G			4,68
Charge d'exploitation Q			3,5

➤ Les escaliers :

- a) **Volée 1 et 3 de l'escalier type 1** : reliant l'entresol 1 au RDC et reliant les étages courants entre eux et la **volée 1 et 3 de l'escalier type 2** : reliant l'entresol 3 à l'Entresol 2 et l'Entresol 2 à l'Entresol 1.

Tableau II.11. Évaluation des charges de la volée 1 et 3 de l'escalier types 1 et 2.

Description	Poids volumiques (KN/m ³)	Épaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement carrelage horizontale	20	0,02	0,4
Revêtement de carrelage verticale	20	0,02×(h/g)	0,23
Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,4
Mortier de pose verticale	20	0,02×(h/g)	0,23
Marche avec béton	22	h/2	1,87
Paillasse	25	0,17	5,09
Enduit de ciment	18	0,015	0,32
Charge permanente			8,54

- b) **Volées 2 et 4 de l'escalier type 1** : reliant l'entresol 1 au RDC et reliant les étages courants entre eux, la **volée 2 et 4 de l'escalier type 3** : reliant le RDC au première étage et la volée 2 d'escalier type 2 : reliant l'entresol 3 à l'entresol 2 et celui-ci à l'Entresol 1.

Tableau II.12. Évaluation des charges, volées 2,4 escaliers 1 et 3 ; volée 2 escalier type 2.

Description	Poids volumiques (KN/m ³)	Épaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement carrelage horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement carrelage vertical	20	0,02×(h/g)	0,23
Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,4
Mortier de pose verticale	20	0,02×(h/g)	0,23
Marche avec béton	22	h/2	1,87
Paillasse	25	0,17	6,42
Enduit de ciment	18	0,015	0,41
Charge permanente			9,96

- c) **Volée 4 d'escalier type 2** : reliant l'entresol 3 à l'entresol 2 et celui-ci à l'entresol 1.

Tableau II.13. Évaluation des charges de la volée 4 de l'escalier de type2

Description	Poids volumiques (KN/m ³)	Épaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m ²)
-------------	---------------------------------------	--------------	---------------------------------------

Revêtement carrelage horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement carrelage vertical	20	$0,02 \times (h/g)$	0,23
Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,4
Mortier de pose verticale	20	$0,02 \times (h/g)$	0,23
Marche avec béton	22	$h/2$	1,87
Paillasse	25	0,17	4,25
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente			7,65

d) Volée 1 de l'escalier type 3 : reliant le RDC au première étage

Tableau II.14. Évaluation des charges de la volée 1 de l'escalier type 3.

Description	Poids volumiques (KN/m ³)	Épaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement carrelage horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement de carrelage vertical	20	$0,02 \times (h/g)$	0,23
Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,4
Mortier de pose verticale	20	$0,02 \times (h/g)$	0,23
Marche avec béton	22	$h/2$	1,87
Paillasse	25	0,17	5,58
Enduit de ciment	18	0,015	0,35
Charge permanente			9,06

e) Volée 3 de l'escalier type 3 : reliant RDC au première étage.

Tableau II.15. Évaluation des charges de la volée 3 de l'escalier type 3.

Description	Poids volumiques (KN/m ³)	Épaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement carrelage horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement de carrelage vertical	20	$0,02 \times (h/g)$	0,23
Mortier de pose horizontale	20	0,02	0,4
Mortier de pose verticale	20	$0,02 \times (h/g)$	0,23
Marche avec béton	22	$h/2$	1,87
Paillasse	25	0,17	6,13
Enduit de ciment	18	0,015	0,39
Charge permanente			9,65

➤ Palier

Tableau II.16. Évaluation des charges de palier.

Description	Épaisseur(m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Poids surfacique G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher à dalle pleine	0,17	25	4,25
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanente G			5,68
Charge d'exploitation Q			2,5

➤ Les murs extérieurs :

Tableau II.17. Évaluation des charges des murs extérieurs.

Description	Épaisseur(m)	Poids mique γ (KN/m ³)	Poids surfacique G(KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Brique creuse	0.15	9	1,35
Lame d'air	0.05	0	0
Brique creuse	0.10	9	0,9
Enduit de ciment	0.015	18	0.27
Charge permanente			2,62

➤ Descente de charge

La descente de charge se fait pour les poteaux susceptibles d'être les plus sollicités. Il s'agit du poteau ayant la surface afférente la plus importante et celui voisin de la cage d'escalier reprenant en même temps des panneaux de dalle pleines.

- poids propre des poutres :

$$L_{pp}=1.47+1.5=2.97\text{m} \quad ; \quad L_{ps}=2.35+2.2=4.55\text{m (longueur des poutres)}$$

$$G_{pp}=0.35 \times 0.45 \times 25 \times 2.97 = 11.69 \text{KN/m}^2$$

$$G_{ps}=0.35 \times 0.4 \times 25 \times 4.55 = 15.92 \text{KN/m}^2$$

Pour la terrasse inaccessible :

$$L_{ps}=2.20 \times 0.35 \times 0.4 \times 25 = 7.7 \text{ KN/m}^2$$

$$L_{pp}=(2+1.47) \times 0.35 \times 0.4 \times 25 = 13.66 \text{KN/m}^2$$

On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suit :

Tableau II.18. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres

Niveau	Dimensions(b×h)cm ²	Poids propre G(KN) =h×b×H× γ_c
Entresol 3 et 2	60×65	28,17

Entresol 1	55×60	25,24
RDC	55×60	33,66
Étages 1 et 2	50×55	21,03
Étage 3 et 4	45×50	17,21
Étages 5 et 6	40×45	13,7
Étages 7 et 8	35×40	10,71
Étage 9 et Terrasse inaccessible	30×35	8,03

Avec :

$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

He: hauteur du poteau :

he = 3.06 m pour l'étage courant et Entresol 1

he = 2.89 m pour Entresol 2 et 3

he = 4,08m pour RDC

➤ **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. 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 ($i=2$) : $Q_0+0.95 \times (Q_1+Q_2)$.
- sous le troisième étage ($i=3$) : $Q_0+0.90 \times (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- sous le quatrième étage ($i=4$) : $Q_0+0.90 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- pour ($n \geq 5$) : $Q_0+(3+n/(2n))(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$.
- pour ($n \geq 5$) : $Q_0+(3+n/(2n))(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$.

Poteau B4 :

Terrasse inaccessible :

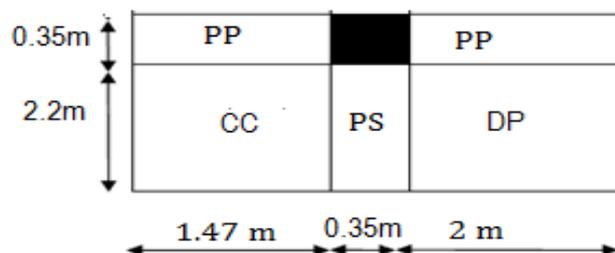


Figure : II.10. Surface afférente du poteau B4 (terrasse inaccessible).

$$G = (1.5 \times 2.2) \times 7.2 + (4.69 \times 1.47) \times 2.2 = 27.504 \text{ KN}$$

$$Q = (2.2 \times 2 \times 1) + (1.47 \times 2.2) = 7.63 \text{ KN}$$

-Terrasse accessible :

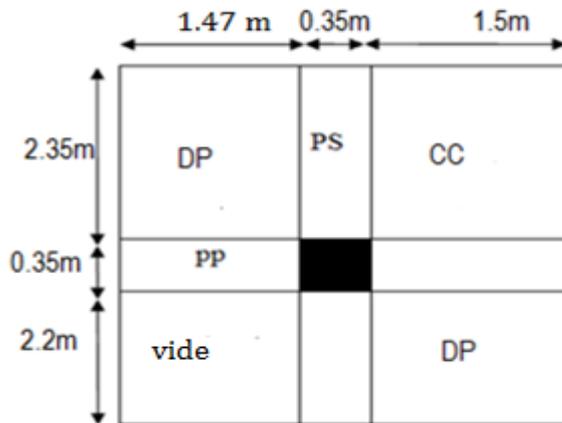


Figure II.11. Surface afférente du poteau B4 (terrasse accessible).

$$G = 74.18 \text{ KN}$$

$$Q = 15.41 \text{ KN}$$

-Étage courant, RDC et entresol 1

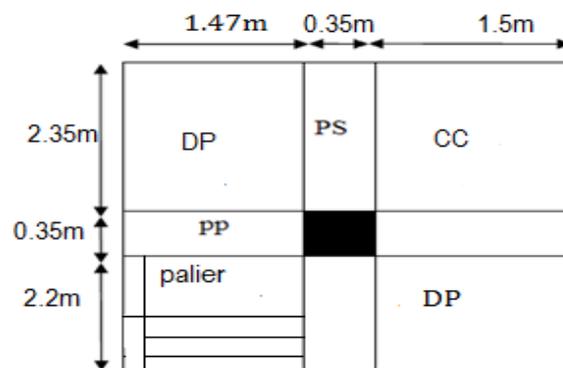


Figure II.12. Surface afférente du poteau B4 (étage courant, RDC et entresol 1).

Étage courant : $G = 73.37 \text{ KN}$; $Q = 23.3 \text{ KN}$

RDC: $G = 80.07 \text{ KN}$; $Q = 33.47 \text{ KN}$

Entresol 1: $G = 79.37 \text{ KN}$; $Q = 33.47 \text{ KN}$

-Entresol 2 et 3 :

N4	-Venant de N3	376.683	84.68
	-Poutre (pp+ps)	27.61	
-Poteau	10.71		
-Étage courant	79.37		
-Mur	38.909		
	Totale	533.622	84.68
N5	-Venant de N4	533.662	100.28
	-Poutre (pp+ps)	27.61	
-Poteau	13,77		
-Étage courant	79.37		
-Mur	38.909		
	Totale	693.231	100.28
N6	-Venant de N5	775.99	113.55
	-Poutre (pp+ps)	27.61	
-Poteau	13.77		
-Étage courant	79.37		
-Mur	38.909		
	Totale	852.94	113.55
N7	-Venant de N6	939.097	118.48
	-Poutre (pp+ps)	27.61	
-Poteau	17,21		
-Étage courant	79.37		
-Mur	38.909		
	Totale	1016.039	118.48
N8	-Venant de N7	1016.039	130.34
	-Poutre (pp+ps)	27.61	
-Poteau	17.21		
-Étage courant	79.37		
-Mur	38.909		
	Totale	1179.138	130.34
N9	-Venant de N8	1179.138	142.17
	-Poutre (pp+ps)	27.61	
-Poteau	21,03		
-Étage courant	79.37		
-Mur	38.909		
	Totale	1346.057	142.17
N10	-Venant de N9	1425.83	153.95
	-Poutre (pp+ps)	27.61	
-Poteau	21.03		
-Étage courant	79.37		
-Mur	38.909		
	Totale	1512.97	153.95
N11	-Venant de N10	1512.97	176.90
	-Poutre (pp+ps)	27.61	
-Poteau	33.66		
-RDC	80.07		
-Mur	54.88		
	Totale	1709.196	176.90

N12	-Venant de N11	1709.196	193.79
	-Poutre (pp+ps)	27.61	
	-Poteau	25.24	
	-Mntre sol 1	79.37	
	-Mur	32.93	
	Totale	1874.346	193.79
N13	-Venant de N12	1874.376	212.52
	-Poutre (pp+ps)	27.61	
	-Poteau	28,17	
	-Entresol 2	79.71	
	-Mur	27.83	
	Totale	2037.66	212.52
N14	-Venant de N14	2037.66	242.78
	-Poutre (pp+ps)	27.61	
	-Poteau	28.17	
	-Entresol 3	79.71	
	-Mur	27.83	
	Totale	2200.986	242.78
Totale		2200.986	242.78

Les résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux sont dans le tableau suivant :

Tableau II.20. Résultats de la descente de charge obtenue pour les deux poteaux

Poteau	G (KN)	Q(KN)	ELU(KN)	ELS(KN)
B4	2200.986	242.78	3335.4561	2443.766
C4	1668.68	207.35	2563.74	1876.03

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, le résultat tomba sur le poteau (B4), le plus sollicité sous charges verticales. D'après le BAEL 91 (Art B.8.1,1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$Nu' = 1.1 \times 3335.4561 = 3669.001 \text{ KN} ;$$

$$Nu' = 3669.001 \text{ KN}.$$

➤ Vérification des poteaux

a. Vérification à la compression simple

Entresol 3 :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\delta_{bc} = \frac{Nu}{B} \leq \delta_{bc} = f_{c28} \times 0,85 / 1,5 = 14,2 \text{ MPA}$$

B : la section de béton

$$B = 60 \times 65 = 0,39 \text{ m}^2$$

$$B \geq 3669.001 / 14,2 = 0,258 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{adapté}} = 0,39 \text{ m}^2 > B_{\text{calculé}} = 0,258 \text{ m}^2 \leftrightarrow \text{vérifiée}$$

À l'instar de l'exemple de calcul précédent, on a vérifié le poteau B4 est le plus sollicité de chaque niveau. Les résultats sont rapportés dans le tableau suivant :

Tableau II.21. Résultats de la Vérification à la compression simple.

Niveau	Poteaux (b×h)	Nu(KN)	B ad > B cal		observation
			Bada(m)	Bcal (m)	
Terrasse inaccessible	30×35	136.90	0.105	0.0096	vérifiée
9	30×35	365.904	0,105	0.025	vérifiée
8	35×40	669.14	0,14	0,047	vérifiée
7	35×40	1016.89	0,14	0,071	vérifiée
6	40×45	1194.91	0,18	0,084	vérifiée
5	40×45	1453.97	0,18	0,011	vérifiée
4	45×50	1704.30	0,22	0,12	vérifiée
3	45×50	1966.97	0,22	0,138	vérifiée
2	50×55	2233.47	0,27	0,157	vérifiée
1	50×55	2500.81	0,27	0,176	vérifiée
RDC	55×60	2830.04	0,33	0,199	vérifiée
Entresol 1	55×60	3103.15	0,33	0,218	vérifiée
Entresol 2	60×65	3376.58	0,39	0,237	vérifiée
Entresol 3	60×65	3669.05	0,39	0,258	vérifiée

b. Vérification au flambement

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

$$Nu \leq \alpha \left(\frac{Br \times fc28}{0,9 \times \gamma b} + \frac{As \times fe}{\gamma s} \right) \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

Avec

γs : coefficient de sécurité d’acier =1,15

γb : Coefficient de sécurité du béton =1,5

$fe = 400$ MPA

$l_f = 0,7 l_0$: la longueur de flambement

avec $l_0 =$ hauteur d’étage – hauteur de poutre principale

Vérification du poteau de base (60×65) :

$l_0 = 2,89 - 0,45 = 2,44$ m

$l_f = 1,708$ m ; $i = 0,1876$ m

$$\lambda = l_f / i = 9,10 < 50 \quad \leftrightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,8386$$

On prend $As = 1\% \times Br$.

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{fc28}{0,9 \gamma b} \right) + \left(\frac{fe}{100 \gamma s} \right)}$$

dans notre cas : $Br = 0,3654$ m²

$B_{rcal} \geq 0,018$ m² < 0,365m²

Reprenant cet exemple de calcul, nous avons vérifié le flambement de chaque niveau :

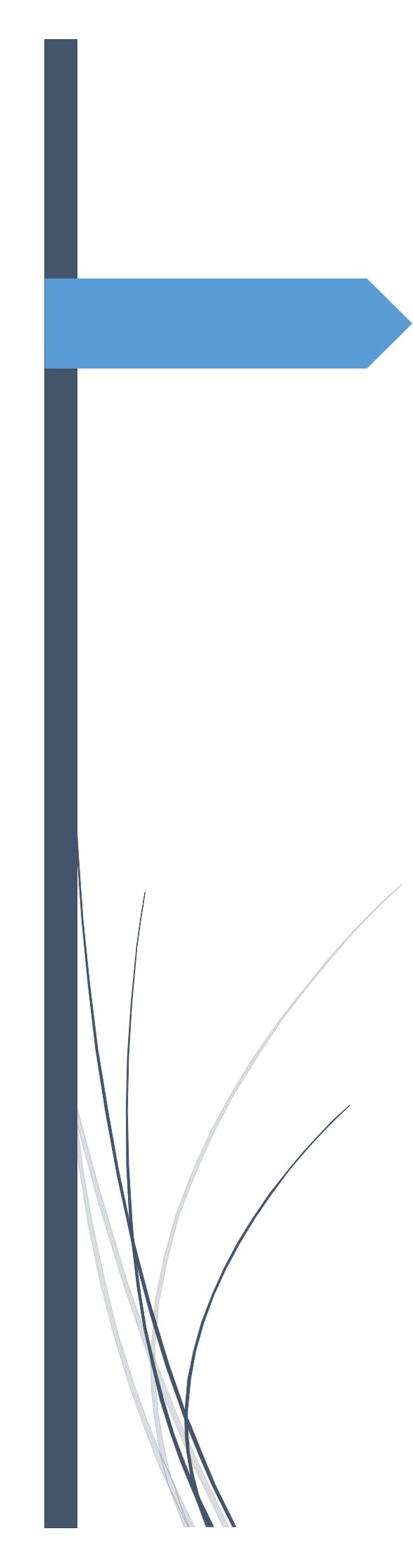
Tableau II.22. Résultats de la vérification au flambement.

Niveau	Nu (KN)	i (m)	λ	α	Br \geq Brcal		Observation
					Br(m)	B rcal (m)	
Terrasse inaccessible	136.90	0.101	18.08	0.806	0.0924	3.38×10^{-4}	vérifiée
9	365.904	0,101	18,08	0,806	0,0924	0.00091	vérifiée
8	669.14	0,115	22,69	0,784	0,1254	0,00042	vérifiée
7	1016.89	0,115	22,69	0,784	0,1254	0,00201	vérifiée
6	1194.91	0,129	20,23	0,796	0,1634	0,0023	vérifiée
5	1453.97	0,129	20,23	0,796	0,1634	0,00323	vérifiée
4	1704.30	0,144	18,12	0,806	0,2064	0,00423	vérifiée
3	1966.97	0,144	18,12	0,806	0,2064	0,0048	vérifiée
2	2233.47	0,158	16,51	0,813	0,2064	0,00608	vérifiée
1	2500.81	0,158	16,51	0,813	0,2544	0.00681	vérifiée
RDC	2830.04	0,173	20,98	0,793	0,3074	0,00607	vérifiée
Entresol 1	3103.15	0,173	15,08	0,819	0,3074	0,00925	vérifiée
Entresol 2	3376.58	0,187	9,10	0,8386	0,365	0,016	vérifiée
Entresol 3	3669.05	0,187	9,10	0,8386	0,365	0.018	vérifiée

Conclusion

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux effectué et toutes les exigences réglementaires satisfaites, nous nous trouvons en mesure d'adopter les dimensions suivantes :

- Poutres principales : **35×45 cm²**
- Poutres secondaires : **40×35cm²**
- Épaisseur des voiles de RDC : **e = 20 cm**
- Épaisseur des voiles des autres étages : **e = 16 cm**
- Section des poteaux :
 - Entresol 3 et 2 : **(b×h)= 60×65**
 - Entresol 1 : **(b×h) =55×60cm²**
 - RDC : **(b×h)=55×60cm²**
 - 1^{er} et 2^{ème} étage : **(b×h)=50×55cm²**
 - 3^{ème} et 4^{ème} étage : **(b×h)=45×50cm²**
 - 5^{ème} et 6^{ème} étage : **(b×h)=40×45cm²**
 - 7^{ème} et 8^{ème} étage : **(b×h)=35×40cm²**
 - 9^{ème} étage et terrasse inaccessible : **(b×h)=30×35cm²**
- Épaisseur des dalles pleines : **e = 13 cm**
- Plancher en corps creux : **ht = 24 cm (20+4)**
- Épaisseur de la paillasse escalier : **e = 17 cm.**



Chapitre III

Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- Les escaliers.
- La poutre brisée.
- L'acrotère.
- La rampe.
- la dalle de l'ascenseur.

III.2. Les planchers

Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planchers : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

III.2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui ne sont que des éléments de remplissage, des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance, et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle.
- Dalle de compression.

➤ **Poutrelles**

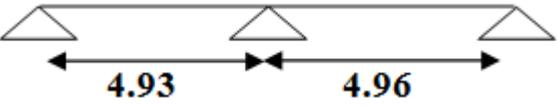
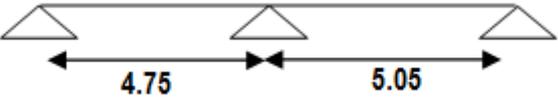
Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au Cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calcul, la méthode Forfaitaire et la méthode de Caquot.

III.2.1.1. Différents types de poutrelles

Les types de poutrelles obtenues tenant compte du schéma de disposition des poutrelles adopté et montré dans le chapitre précédant, sont donnés sur le tableau ci-dessous :

Tableau III.1. Les différents types de poutrelle.

Types	Schéma des poutrelles
Type 1 (terrasse, Étage courant, RDC entre sol 1,2 et 3)	
Type 2 (terrasse, Étage courant, RDC, entre sol 1,2 et 3)	
Type 3 (terrasse, Étage courant, RDC entre sol 1,2 et 3)	

<p>Type 4 (terrasse, Étage courant, RDC entre sol 1,2 et 3)</p>	
<p>Type 5 (terrasse, Étage courant)</p>	
<p>Type 6 (RDC ,entre sol 1)</p>	

III.2.1.2. Le choix de la méthode de calcul : à suivre pour les différents types selon le tableau suivant :

Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

Type des poutrelles	Condition de la méthode forfaitaire	cause	Méthode adaptée
Type 2,3	/	Poutrelle isostatique	Calcul RDM classique
Type 1,4,5 et 6	vérifiée	- $Q_{max}=5KN \leq \min(5KN/m^2 ; 2G)$ - $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ - $I=cnst$ - F P N	Méthode forfaitaire

- Calcul des charges et surcharge revenant aux poutrelles :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $P_u = q_u \times b$.

ELS : $q_s = Q + G$; $P_s = q_s \times b$ avec : $b = 0.72m$.

Tableau III.3. Charges qui reviennent sur le plancher et la poutrelle et combinaisons d'actions.

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m ²)	P_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)	P_s (KN/m ²)
Terrasse accessible	7.25	1.5	12.03	8.66	8.75	6.3
Étage courant	5.66	1.5	9.89	7.12	7.16	5.15
Étage commercial	5.66	5	15.14	10.90	10.66	7.67
Entre sol 1	5.66	2.5	11.39	8.20	8.16	5.87
Parking	5.66	2.5	11.39	8.20	8.16	5.87

III.2.1.3. Calcul des sollicitations (M,V) :

- Exemple illustratif (type 1)

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 4 du plancher étage commerce :

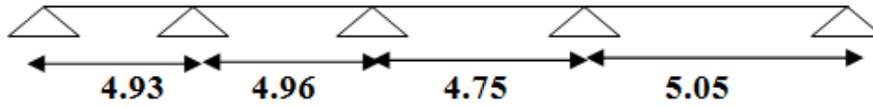


Figure III.1. Schéma statique de poutrelle type 2.

• **Moment isostatique :**

A L'ELU :

Travée A-B : $M^{AB} = \frac{Pu \times L2}{8} = 33.11 \text{KN.m}$; Travée B-C : $M^{BC} = \frac{Pu \times L2}{8} = 33.51 \text{KN.m}$

Travée C-D : $M^{CD} = \frac{Pu \times L2}{8} = 30.71 \text{KN.m}$; Travée D-E : $M^{DE} = \frac{Pu \times L2}{8} = 34.74 \text{KN.m}$

A L'ELS :

Travée A-B : $M^{AB} = \frac{Ps \times L2}{8} = 23.30 \text{KN.m}$; Travée B-C : $M^{BC} = \frac{Ps \times L2}{8} = 23.58 \text{KN.m}$

Travée C-D : $M^{CD} = \frac{Ps \times L2}{8} = 21.63 \text{KN.m}$; Travée D-E : $M^{DE} = \frac{Ps \times L2}{8} = 24.45 \text{KN.m}$

• **Moment en appuis**

-Appuis de rive : $M_A = M_E = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

$M_A = M_E = -5.21 \text{KN.m}$

-Appuis intermédiaire

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A l'ELU : } M_B = -13.79 \text{KN.m ; } M_C = -13.4 \text{KN.m ; } M_D = 15.37 \text{KN.m} \\ \text{A l'ELS : } M_B = -11.65 \text{KN.m ; } M_C = -9.43 \text{KN.m ; } M_D = -10.83 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

• **Moments en travées**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T + (M_g + M_d)/2 \geq \max(1+0.3\alpha ; 1.07) M_{oi} \\ M_T \geq (1+0.3\alpha/2) M_{oi} \quad (\text{travée intermédiaire}) \\ M_T \geq (1.2+0.3\alpha/2) M_{oi} \quad (\text{travée de rive}) \\ \alpha = Q/(G+Q) \end{array} \right.$$

A ELU :

Travée BC:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} \geq 1.14M_{o1} - 0.3M_{o2} = 27.69 \text{KN.m} \\ M_{t2} \geq 0.67M_{o1} = 22.18 \text{KN.m} \\ M_t = \max(27.69 ; 22.18) = 27.69 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$M_{TBC} = 28.14 \text{KN.m} ; M_{TCD} = 25.82 \text{KN.m} ; M_{TDE} = 29.18 \text{KN.m}$

A ELS : $M_{TAB}=19.57\text{KN.m}$; $M_{TBC} = 19.80\text{KN.m}$; $M_{TCD}=18.16\text{KN.m}$; $M_{TDE}=20.53 \text{KN.m}$

• **Évaluation de l’effort tranchant :**

Travée AB : $V_A=P_U \times L/2=26.86 \text{ KN}$ $V_B=-1.1P_U L/2=29.55 \text{ KN}$
 Travée BC : $V_B=27.03 \text{ KN}$ $V_C=29.73 \text{ KN}$
 Travée CD : $V_C=25.88 \text{ KN}$ $V_D=28.47 \text{ KN}$
 Travée DE : $V_D=27.52 \text{ KN}$ $V_E=30.27 \text{ KN}$

Les résultats des différentes poutrelles selon le tableau suivants :

Tableau III.4. Charges qui reviennent sur les différents types poutrelles des planchers.

Étage commercial							
	ELU				ELS		
Types	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)
Type1	-5.21	-16.55	29.52	30.27	-3.66	-11.65	20.53
Type2	-5.21	/	34.74	27.52	-3.66	/	24.45
Type 4	-5.02	-20.10	28.14	31.08	-3.53	14.14	19.80
Type5	-5.21	-20.84	29.18	31.61	-3.66	14.67	20.53
Max	-5.21	-20.84	34.74	31.65	-3.66	14.67	24.45
Étage courant							
	ELU				ELS		
types	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)
Type2	-3.4	-11.34	17.47	19.77	-2.46	-8.2	12.64
Type3	-3.4	/	22.69	17.97	-2.46	/	13.79
Type 4	-3.28	-10.94	16.85	20.30	-2.12	-9.5	12.19
Max	-3.4	-11.34	22.69	20.30	-2.46	-9.5	13.79
Terrasse accessible							
	ELU				ELS		
types	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	V_{max} (KN)	$M_{a \text{ rive}}$ (KN.m)	$M_{a \text{ int}}$ (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)
Type2	-4.14	-11.04	19.51	24.05	-3.01	-8.03	14.19
Type3	-4.14	/	27.60	21.86	-3.01	/	20.08
Type 4	-3.99	-15.97	-23.94	24.69	-2.9	-11.62	17.41
Max	-4.14	-15.97	27.60	24.69	-3.01	-11.62	20.08

Entresol 1							
	ELU				ELS		
types	M _{a rive} (KN.m)	M _{a int} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{a rive} (KN.m)	M _{a int} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
Type2	-3.4	-11.34	17.47	19.17	-2.46	-8.2	12.64
Type3	-3.4	/	22.69	17.97	-2.46	/	13.79
Type 4	-3.78	-15.12	19.76	23.30	-2.7	-10.83	13.79
Type 6	-3.4	-13.61	17.67	21.51	-2.46	-9.85	12.64
Max	-3.4	-15.12	22.69	23.30	-2.46	-10.89	13.79
Entresol 2et 3							
	ELU				ELS		
types	M _{a rive} (KN.m)	M _{a int} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V _{max} (KN)	M _{a rive} (KN.m)	M _{a int} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
Type 2	-3.92	-13.07	20.49	22.77	-2.8	-9.35	14.67
Type 3	-3.92	/	26.14	20.7	-2.8	/	18.71
Type 4	-3.78	-15.12	19.76	23.30	-2.7	-10.83	-13.79
Max	-3.92	-15.12	26.14	23.30	-2.8	-10.83	18.71

III.2.1.4. Ferrailage des poutrelles

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage commercial, les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b=72\text{cm}; \quad b_0=12\text{cm}; \quad h=20\text{cm}; \quad h_0=4\text{cm}; \quad h_t=24\text{cm}.$$

a)-Calcul à l'ELU : Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

- Exemple « plancher à étage commercial »

Armature longitudinales

-Ferrailage en travée

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu}=b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - (h_0/2)) = 0.72 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.22 - 0.02) \times 10^3 = 81.79 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 34.74 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Leftrightarrow$ la table de compression n'est pas entièrement comprimée : l'axe neutre passe donc par la dalle de compression. Ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire.

- Calcul des armatures:

$$\mu_{bu} = M_T / (f_{bu} \times b \times d^2) = 0.07 < \mu_1 = 0.392 \Leftrightarrow A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

Calcul de A :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b u}) = 0.091 \Leftrightarrow Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.211 \text{ m} \Leftrightarrow A_t = 4.73 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_t = 2\text{HA}16 + 1\text{HA}14 = 5.56 \text{ cm}^2$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.91 \text{ cm}^2 \quad \Leftrightarrow A_{\min} < A_T \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Ferrailage en appui

• **Appuis intermédiaire**

$$\mu_{b_u} = 0.042$$

$$\alpha = 0.043 \quad ; \quad Z = 0.216 \text{ m} \quad ; \quad A = 2.77 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.318 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

On choisit : $A_a = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}16 = 3.14 \text{ cm}^2$

• **Appuis de rive**

$$\mu_{b_u} = 0.0105$$

$$\alpha = 0.013 \quad \quad Z = 0.218 \text{ m} \quad ; \quad A = 0.684 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.318 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

On choisit : $A_{rive} = 1\text{HA}12 = 0.50 \text{ cm}^2$.

• **Vérification à l'ELU**

a. Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = 31.65 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{31.65 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN} \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié, donc Pas de risque de rupture par cisaillement.

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{l \min} ; h/35 ; b_0/10)$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (8 ; 24/35 ; 12/10) = 0.68 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

On choisit un étrier avec $A_t = 2 \Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

-Espacement

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 19.8\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{12 \times 0.4} = 47\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 79\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

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

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible). Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification des armatures longitudinales**

• **Appuis de rives**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 31.65 \times 10^{-3}}{400} = 0.909 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$A_L = 2\text{HA}16 + 1\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

• **Appuis intermédiaires**

$$V_u = 31.65 \text{ KN} \quad ; \quad F_c = \frac{Mu}{0.9d} = \frac{-34.74}{0.9 \times 0.22} = -175.45 \text{ KN}$$

On a $|F_c| \geq |V_u| \Rightarrow V_u + F_c = 31.65 - 175.45 = -143.8 < 0$

\Rightarrow Les A_L^{inf} ne sont soumises à aucun effort de traction.

• **Vérification de la jonction table-nervure**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.3 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{31.65 \times 10^{-3} \times 0.3}{0.9 \times 0.22 \times 0.04 \times 0.72} = 1.82 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$ Vérifiée

• **Vérification de la bielle**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \text{ avec } a = \min(a_1;$$

$$a_2) a_1 = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19 \text{ cm}$$

$$a_2 = la - 2.c = 30 - 4 = 26 \text{ cm avec } la : \text{ largeur de l'appui.}$$

$$V_u = 31.65 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.19 \times 0.12 \times 25 = 0.152 \text{ KN} \dots\dots \text{ Vérifiée}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le **tableau III .5**

Tableau III .5. Ferrailage des poutrelles.

Position	Nature	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{1 cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)
Étage commercial	-travée	34.74	0.07	0.091	0.211	4.73	1.91	2HA16+1HA14
	-Appui int	20.84	0.042	0.043	0.216	2.77	0.318	1HA16+1HA12
	-Appui rive	5.21	0.0105	0.013	0.218	0.68	0.318	1HA12
Étage courant	-travée	22.69	0.045	0.058	0.214	3.03	1.91	2HA12+1HA12
	-Appui int	11.39	0.023	0.029	0.217	1.5	0.318	1HA12+1HA10
	-Appui rive	3.4	6.87×10^{-3}	8.61×10^{-3}	0.219	0.45	0.318	1HA10
Terrasse accessible	-travée	27.6	0.055	0.07	0.213	3.71	1.91	2HA14+1HA10
	-Appui int	15.97	0.032	0.041	0.216	2.12	0.318	1HA10+1HA12
	-Appui rive	4.14	8.36×10^{-3}	0.01	0.219	0.54	0.318	1HA10
Entre sol 1	-travée	22.69	0.045	0.058	0.214	3.03	1.91	2HA12+1HA12
	-Appui int	15.12	0.038	0.038	0.217	2.006	0.318	1HA12+1HA10
	-Appui rive	3.78	7.6×10^{-3}	9.54×10^{-3}	0.219	0.486	0.318	1HA10
Entre sol 2 et 3	-travée	26.14	0.052	0.067	0.214	3.5	1.91	2HA14+1HA10
	-Appui int	15.12	0.03	0.038	0.216	2	0.318	1HA12+1HA10
	-Appui rive	3.92	7.92×10^{-3}	9.94×10^{-3}	0.219	0.154	0.318	1HA10

b)-Vérification à l'ELS

-État limite d'ouverture des fissures

BAEL 91(Article B-6-3)

La fissuration est peu nuisible, elle n'exige donc pas de faire des vérifications.

-État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

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

- **En travée**

Position de l'axe neutre (y)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 A(d - h_0) = \frac{72 \times 4^2}{2} - 15 \times 5.66(22 - 4) = -952.2 \text{ cm}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15A + 15A' + (b - b_0) h_0) y - 15(Ad + A'd') \Leftrightarrow y = 6.11 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} - (b-b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15 A'(d'-y)^2 + 15A(d-y)$$

$$I = 2.69 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

• **La contrainte :**

$$\sigma_{bc} = 5.55 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **En appuis intermédiaire**

- **Position de l'axe neutre**

$$H = -237.2 \text{ cm}^3 \Leftrightarrow y = 0.0491 \text{ m}$$

-**Moment d'inertie :** $I = 1.93 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

La contrainte :

$$\sigma_{bc} = 3.07 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

- **État limite de compression du béton**

Tableau III.6. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

	En travée				En appuis				Observation
	M _t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	M _t (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	
Étage commercial	24.45	6.11	2.69×10 ⁴	5.55	14.67	4.91	1.93×10 ⁴	3.7	vérifiée
Étage courant	13.79	4.91	1.93×10 ⁴	3.5	9.5	3.79	1.06×10 ⁴	3.38	vérifiée
Terrasse accessible	20.08	5.39	2.41×10 ⁴	4.63	12.04	3.79	1.06×10 ⁴	4.3	vérifiée
Entresol 1	13.79	4.91	1.9×10 ⁴	4.31	10.83	3.74	1.06×10 ⁴	3.8	vérifiée
Entresol 2 et 3	18.79	5.39	2.4×10 ⁴	4.21	10.83	3.79	1.06×10 ⁴	3.38	vérifiée

- **État limite de déformation..... BAEL91 (Article L.VI, 2)**

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

- **Évaluation de la flèche**

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage d'habitation

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire.

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

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{505} = 0.047 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche s'impose.

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

$$f_{adm} = (L/1000) + 0.5 = 1.005 \text{ cm}$$

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

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

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

- **Évaluation des moments en travée**

$q_{jser} = 0.72 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.72 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.72 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation

$$q_{jser} = 0.72 \times G = 0.72 \times 3.3 = 2.14 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.72 \times G = 0.72 \times 5.66 = 3.679 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.72 \times (G + Q) = 0.72 \times (5.66 + 5) = 6.92 \text{ KN / m}$$

Donc on aura :

$$M_{jser} = 6.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 11.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 22.05 \text{ KN.m}$$

- Contraintes

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

$$\sigma_{sg} = 108.98 \text{ MPA}$$

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

$$\sigma_{sj} = 63.93 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} (d - y)}{I} \qquad \sigma_{sp} = 204.99 \text{MPa}$$

- **Évaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}}; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}}; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}}; \quad f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :

$$y = 4.81 \text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = 0.000914 \text{m}^4 \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton).)}$$

$$A = 5.66 \text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5.66}{10 \times 22} = 0.021$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3b_0/b)^2} = 1.959 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.7836 \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = E_i/3 = 10721.4 \text{Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

- **Calcul des inerties fictives**

- **Inerties fictives (I_f)**

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

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

$$\mu_g = 0.678; \quad \mu_j = 0.513; \quad \mu_p = 0.813$$

$$I_{f_{ij}} = 0.00051 \text{m}^4 \quad I_{f_{ig}} = 0.00043 \text{m}^4 \quad I_{f_{ip}} = 0.0038 \text{m}^4 \quad I_{f_{vg}} = 0.000614 \text{m}^4$$

➤ **Calcul des flèches**

$$f_{ji}=0.00107m \quad ; f_{ig}=0.00215m \quad ; f_{ip}=0.0045m \quad ; f_{vg}=0.00424m$$

- La flèche totale Δf :

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

$$\Delta f = 5.52mm < f_{adm}$$

C'est-à-dire que la condition de la flèche est vérifiée

-Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau III.7.

➤ **État limite de déformation**

Tableau III.7. Vérification de la flèche.

	plancher habitation	Terrasse accessible	étage commercial	Entresol 1	Entresol 2 et 3
$q_{jser}(\text{KN/m})$	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
$q_{gser}(\text{KN/m})$	3.69	4.71	3.679	3.679	3.15
$q_{pser}(\text{KN/m})$	4.65	5.68	6.92	4.65	5.3
$M_{jser}(\text{KN.m})$	6.82	6.82	6.82	6.82	6.82
$M_{gser}(\text{KN.m})$	11.72	15.04	11.72	11.72	11.76
$M_{pser}(\text{KN.m})$	14.82	18.106	22.05	14.82	16.908
$I_0(\text{m}^4)$	0.00088	0.00089	0.000914	0.00088	0.00088
ρ	0.012	0.0159	0.0214	0.012	0.012
λ_i	3.27	2.63	1.95	3.27	3.27
λ_v	1.3	1.053	0.7836	1.3	1.308
$\sigma_{sj}(\text{Mpa})$	99.45	82.503	63.93	99.45	99.45
$\sigma_{sg}(\text{Mpa})$	170.98	181.58	108.98	170.98	171.49
$\sigma_{sp}(\text{Mpa})$	216.11	218.58	204.99	218.58	246.507
u_j	0.49	0.5	0.678	0.49	0.751
u_g	0.664	0.73	0.513	0.664	0.663
u_p	0.721	0.771	0.813	0.721	0.751
$I_{f_{ij}}(\text{m}^4)$	0.000371	0.0004233	0.000501	0.000371	0.00037
$I_{f_{ig}}(\text{m}^4)$	0.000305	0.000335	0.000431	0.000305	0.000305
$I_{f_{ip}}(\text{m}^4)$	0.000288	0.00032	0.0038	0.000288	0.00051
$I_{f_{vg}}(\text{m}^4)$	0.000589	0.00064	0.000614	0.000589	0.00051
$f_{ij}(\text{mm})$	1.454	1.27	1.077	1.45	1.45
$f_{ig}(\text{mm})$	3.04059	3.54	2.154	3.04059	3.05

$f_{ip}(m)$	4.0785	4.43	4.509	4.0785	4.78
$f_{vg}(m)$	5.377	6.44	4.249	5.377	5.39
$\Delta f(m)$	4.9610	6.04	5.52	4.96	5.67
$f_{adm}(m)$	10.05	10.05	10.05	10.05	10.05
	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Les schémas de ferrailage des poutrelles sont présentés sur en ANNEXE 5.1

➤ Étude de la dalle de compression

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)**, la dalle de compression doit être armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures;
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

III.2.1.6. Ferrailage de la dalle de compression

D'après le même article cité ci-dessus, les sections des armatures sont calculées comme suit :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{Fe} = \frac{4 \times 72}{235} = 1.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on choisit $A_{\perp} = 5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ St = 20cm

on choisit $A_{\parallel} = 3\Phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ St = 33cm

Le schéma de ferrailage de la dalle de la compression est présenté en ANNEXE 5.1

III.1.2. Étude des dalles pleines

III-1-2-1-Dalle sur quatre appuis (RDC):

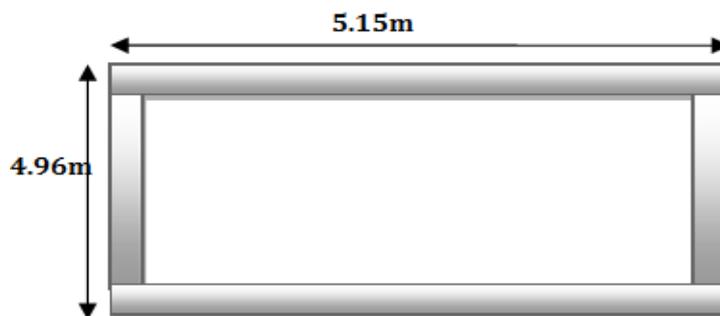


Figure III.2. Panneau sur quatre appuis (D2 de RDC).

$$L_x = 4.66m \quad L_y = 4.85m$$

$$\rho = L_x / L_y = 3.35 - 0.3 / 5.15 - 0.3 = 0.96$$

La dalle travaille selon deux sens .

-Calcul des sollicitations

-ELU

On a : $G=5.61 \text{ KN/m}^2$ et $Q=5 \text{ KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 5 = 15.14 \text{ KN.ml.} \\ P_s = 5.61 + 5 = 10.66 \text{ KN.ml.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(Annexe 1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0401 \times 15.14 \times 4.66^2 = 13.48 \text{ KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9092 \times 13.4 = 12.25 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m².

• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

- **En travée** $\left\{ \begin{array}{l} M^t_x = 0.75 M_{0u}^x = 10.11 \text{ KN.m (Panneau intermédiaire)} \\ M^t_y = 0.75 M_{0u}^y = 9.12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$
- **En appuis** $\left\{ \begin{array}{l} M^a_x = -0.3 M_{0u}^x = -6.7 \text{ KN.m} \\ M^a_y = -0.3 M_{0u}^y = -6.12 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

-Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

B=100cm ;h=13cm ; d=11cm

Tableau III.8. Section de la dalle pleine à ferrailer.

	Mt(KN.m)	μ	α	Z(m)	Acal(cal)	Amin(cm)	Aada(cm)	St(cm)
Travée x-x	10.11	0.058	0.076	0.106	2.72	1.06	4HA10	25
Travée y-y	9.12	0.053	0.068	0.106	2.47	1.04	4HA10	25
Appui x-x	6.7	0.039	0.05	0.107	1.79	1.06	4HA8	25
Appui y-y	6.12	0.035	0.045	0.107	1.63	1.04	4HA8	25

➤ **Vérification des espacements**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min (4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification des diamètres des barres**

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{130}{10} = 13mm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de cisaillement :**

$$V_u = P \times l_y / (2(1+(P/2))) = 12.13KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = 0.052MPa < \tau = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$P_s = 5.61 + 5 = 10.66KN/ml.$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.09385 \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{cases}$$

$$M_0^x = 10.97KN.m; M_0^y = 10.29KN.m$$

• **État limite de compression du béton**

- **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

Tableau III.9. vérification des contraintes.

	Mser(KN.m)	I(m ⁴)	Y(cm)	σbc(MPA)	σbc (MPA)	observation
Travée x-x	8.22	8.01×10 ⁻⁵	4.07	4.18	15	vérifiée
Travée y-y	7.72	4.67×10 ⁻⁵	3.05	5.05	15	vérifiée
Appui x-x	5.48	5.64×10 ⁻⁵	3.38	3.28	15	vérifiée
Appui y-y	5.14	4.67×10 ⁻⁵	3.05	3.37	15	vérifiée

-**État limite de déformation**

Selon x :

$$- \frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20M_0}\right) \Leftrightarrow 0.027 < 3/80 = 0.037$$

$$- \frac{At}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 2.71 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc il est nécessaire de vérifier la flèche .

Vérification de la flèche :

Tableau III-10. vérification de la flèche.

	Mj (KN.m)	Mg (KN.m)	Mp (KN.m)	ρ	λ	λ	σ _{ij} (MPa)	σ _{sg} (MPa)	σ _{sp} (MPa)	μ _j	μ _g	μ _p
x-x	1.84	3.18	6.02	0.0028	7.5	3	59.46	102.57	194.1	0	0	0.14
	I ₀ (m ⁴)	I _{fi} (m ⁴)	I _{fig} (m ⁴)	I _{fi} _p (m ⁴)	I _{fv} _g (m ⁴)	f _{vg} (mm)	f _{ji} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gi} (mm)	Δf (mm)	f _{ad(a)} (mm)	
x-x	0.00019	0.00021	0.00021	0.0001	0.00021	3.019	0.583	3.90	1.006	5.33	9.32	

La flèche est vérifiée.

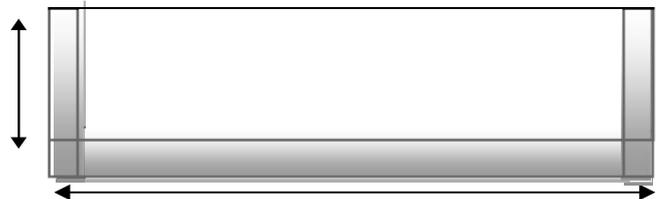
Les schémas de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis sont présentés en ANNEXE 5.2

III-1-2-2- Dalle sur trois appuis (balcon)

L_x=1.5m Ly=3.05m

ρ = 0,49

1.5m



3.35m

La dalle travaille dans les deux sens.

Figure III.3. Panneau sur 3 appuis (D2 étage courant).

- Calcul des sollicitations

-ELU

On a : G=4.68 KN/m² et Q=3.5 KN/m²

P=1 KN/m : la charge concentrée due au poids propre du garde du corps.

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.68 + 1.5 \times 3.5 = 11.56 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 4.68 + 3.5 = 8.18 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$M_0^x = (P_u \times l_x^2 \times l_y / 2) - (2P_u \times l_x^3 / 3) = 13.66 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = P_u \times l_x^3 / 6 = 6.5 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_u \times l_x \times l_y^4) / (2(l_y^4 + l_x^4)) = 5.78 \text{ KN}$$

-Ferrailage

-Armatures principales

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

b=100cm; h=13cm;d=11cm;

f_{bu}=14.2MPA

Tableau III.11. Le ferrailage de la dalle pleine sur 03 appuis.

	Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ²)	Aad(cm ²)	St(cm)
En travée x-x	11.61	0.067	0.087	0.106	3.14	5HA10	20
En travée y-y	5.53	0.032	0.041	0.108	1.46	4HA10	25
En appuis x-x	5.46	0.031	0.04	0.108	1.45	4HA8	25
En appuis y-y	2.6	0.015	0.019	0.109	0.685	4HA8	25

- **Vérification de la condition de non fragilité**

Pour $e \geq 12$, $\rho \geq 0.4$, $f_e 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{x \min} = 0.0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} b \times e \Rightarrow A_{x \min} = 1.304 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times b \times e \Rightarrow A_{y \min} = 1.04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_t > A_{\min} \Leftrightarrow$ On ferraille avec A_t

- **Vérification des espacements**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{array} \right.$$

- **Vérification à l'ELU**

L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.52 < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

- **Vérification à l'ELS**

- **La contrainte dans le béton**

- **Les vérifications des contraintes selon le tableau suivant :**

Tableau III.12. Vérification des contraintes .

	Mser(KN.m)	I(m ⁴)	Y(cm)	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	observation
Travée x-x	8.21	0.0004515	5.3	0.98	15	vérifiée
Travée y-y	3.91	0.000213	4.5	0.0776	15	vérifiée
Appui x-x	3.86	0.000213	6.1	1.11	15	vérifiée
Appui y-y	1.84	0.00103	4.8	0.086	15	vérifiée

- **État limite d'ouverture des fissures**

La FPN \Rightarrow aucune vérification à faire.

Selon x :

$$h/l_x > 3/80 \Leftrightarrow 13/150 = 0.086 > 0.037$$

$$A_s/bd \leq 2/f_e \Leftrightarrow 0.0003 < 0.005$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x.

Les schémas de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis sont présentés en ANNEXE 5.2

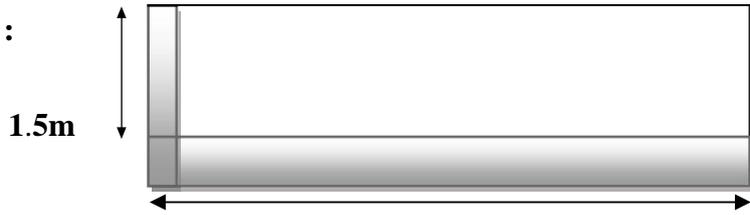
III-1-2-3-Dalle sur deux appuis(balcon) :

$L_x=1.5m$

$L_y=3.15m$

$\rho = L_x/L_y= 15/315=0.47$

La dalle travaille selon deux sens .



3.30

Figure III.4. Panneau sur deux appuis (D1 étage courant).

1-Calcul des sollicitations

a-ELU

On a : $G=5.61 \text{ KN/m}^2$ et $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 3.5 = 11.56 \text{ KN.ml.} \\ P_s = 5.61 + 1.5 = 9.11 \text{ KN.ml.} \\ \mu_x = 0.1008 \\ \mu_y = 0.25 \dots\dots\dots (\text{Annexe 1}) \\ M_{0u}^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.1008 \times 11.56 \times 1.5^2 = 2.62 \text{ KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.25 \times 2.62 = 0.65 \text{ KN / ml} \end{array} \right.$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b x h) m².

• **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement**

$$\begin{array}{l} - \text{ En travée } \left\{ \begin{array}{l} M^t_x = 0.85 M_{0u}^x = 2.23 \text{ KN.m} \\ M^t_y = 0.85 M_{0u}^y = 0.557 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\ - \text{ En appuis } \left\{ \begin{array}{l} M^a_x = -0.4 M_{0u}^x = -1.04 \text{ KN.m} \\ M^a_y = -0.4 M_{0u}^y = -0.26 \text{ KN.m} \end{array} \right. \end{array}$$

-Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Figure III.13. Section de la dalle pleine à ferrailer.

	Mt(KN.m)	μ	α	Z(m)	Acal(cal)	Amin(cm)	Aada(cm)	St(cm)
--	----------	-------	----------	------	-----------	----------	----------	--------

Travée x-x	2.23	0.013	0.016	0.109	0.586	1.31	4HA8	25
Travée y-y	0.557	0.0032	0.004	0.109	0.145	1.04	4HA8	25
Appui x-x	1.049	0.0061	0.0076	0.109	0.27	1.31	4HA8	25
Appui y-y	0.264	0.0015	0.0019	0.109	0.068	1.04	4HA8	25

➤ **Vérification des espacements**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ vérifiée (sens principale).} \\ S_t \leq \min (4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification des diamètres des barres**

$$\Phi = 10 \leq \frac{h}{10} = \frac{130}{10} = 13\text{mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de cisaillement :**

$$V_u = P \times l_y / (2(1+(P/2))) = 5.7\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d*b} = 0.052\text{MPa} < \tau = 0.05 * f_{c28} = 1.25\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$P_s = 5.61 + 3.5 = 8.18\text{KN/ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1038 \\ \mu_y = 0.1038 \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{array} \right.$$

$$M_0^x = 1.91\text{KN.m} \quad ; M_0^y = 0.19 \text{ KN. m}$$

• **État limite de compression du béton**

- **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), seule la vérification de la contrainte de compression dans le béton est nécessaire.

Tableau III.14. Vérification des contraintes.

	Mser(KN.m)	I(m⁴)	Y(cm)	σbc(MPa)	σbc (MPa)	observation
Travée x-x	1.62	0.00039	2.78	1.08	15	vérifiée
Travée y-y	0.168	0.00026	2.28	0.012	15	vérifiée
Appui x-x	0.764	0.00039	2.78	0.4	15	vérifiée
Appui y-y	0.079	0.00026	2.29	0.003	15	vérifiée

-État limite de déformation

Selon x :

$$0.086 > 0.037$$

$$0.0028 < 0.005$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x

Selon y :

$$0.041 > 0.037$$

$$0.008 < 0.005$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon y.

Les schémas de ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis sont présentés en ANNEXE 5.2.

III-2-Étude des escaliers

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

III-2-1-Calcul de l'escalier de l'étage courant :

-Étude volée 1 et 3 :

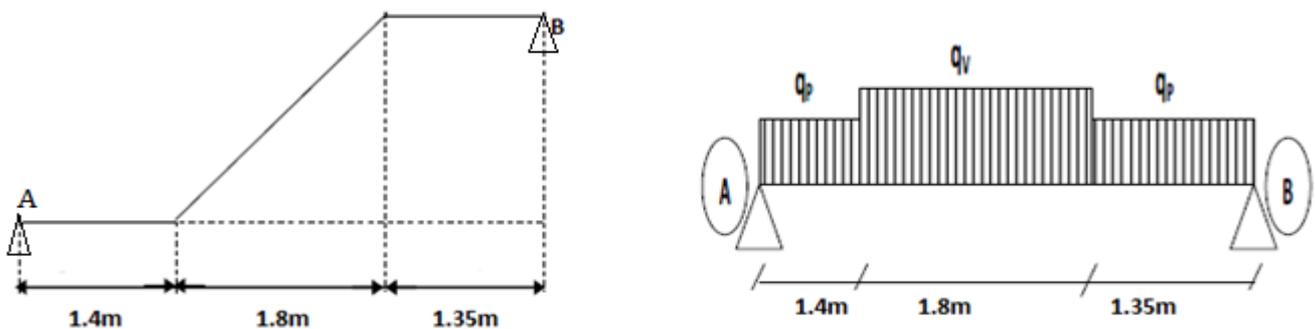


Figure III.5. Schéma statique de l'escalier.

- Pour la volée

- Les chargements

On a :

$$\text{- Palier : } G_p = 5.68 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \text{Volée : } G_v = 8.54 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- Combinaison de charges

Pour la volée 1et 3 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 15.28 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 11.04 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

-Pour le palier

$$\begin{cases} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.42 \text{ KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 8.2 \text{ KN/m} \end{cases}$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$$\begin{aligned} \sum F = 0 &\Leftrightarrow R_A + R_B = 58.91 \text{ KN} \\ \sum M / A = 0 &\Leftrightarrow R_A = 29.49 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 29.42 \text{ KN} \end{aligned}$$

• **A l'ELS :**

$$R_A = 21.58 \text{ KN} \quad ; \quad R_B = 21.24 \text{ KN}$$

- Calcul des sollicitations :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$\begin{aligned} T(x) = R_A - 11.42x &= 29.42 - 11.42x \quad ; \quad T(0) = 29.42 \text{ KN} \quad ; \quad T(1.4) = 13.42 \text{ KN} \\ M(x) = 29.42x - 11.42x^2/2 &\quad ; \quad M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad ; \quad M(1.4) = 29.99 \text{ KN.m} = 30 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Tronçon 2 : $1.4 \leq x \leq 3.2 \text{ m}$

$$\begin{aligned} T(x) &= 29.42 - 11.42 \times 1.4 - 15.28(x - 1.4) \quad ; \quad T(1.4) = 13.43 \text{ KN} \quad ; \quad T(3.2) = -14.07 \text{ KN} \\ M(x) &= -7.64x^2 + 34.824x - 3.7824 \quad ; \quad M(1.4) = 29.99 \text{ KN.m} \quad ; \quad M(3.2) = 29.42 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Le moment max :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 2.28 \text{ m}$$

$$M(2.28) = 35.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 35.9 \text{ KN.m}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

$$\begin{aligned} T(x) = R_B - 11.42x &= 29.42 - 11.42x \quad ; \quad T(0) = 29.42 \text{ KN} \quad ; \quad T(1.35) = 14.073 \text{ KN} \\ M(x) = 29.42x - 11.42x^2/2 &\quad ; \quad M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad ; \quad M(1.4) = 29.405 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\text{Donc on aura : } M_{\max} = 35.9 \text{ KN.m} \quad ; \quad V_{\max} = 29.49 \text{ KN}$$

$$\text{Donc } M_t^{\max} = 0.85 \times 35.9 = 30.515 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\max} = -0.5 \times 35.9 = -17.95 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) (100 \times 17) \text{ cm}^2$ soit :

$$\text{FPN ; } e = 17 \text{ cm} \quad ; \quad d = 15 \text{ cm}$$

Selon le tableau suivant :

Tableau III.15. Le ferrailage des escaliers.

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	30.51	0.095	0.125	14.2	5.59	1.81	5HA12=5.65	25
En appuis	17.95	0.0562	0.072	14.5	3.22	1.81	5HA10=3.93	25

- Calcul à l'ELS :

$$R_A=21.239\text{KN} \quad ; R_B=21.891\text{KN}$$

Calcul des sollicitations :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.4\text{m}$

$$T(x)=R_A-8.2x= 21.18-11.42x \quad ; T(0)=21.18\text{KN} \quad ; T(1.4)=9.7\text{KN}$$

$$M(x)=21.18x-8.2x^2/2 \quad ; M(0)= 0\text{KN.m} \quad ; M(1.4)=21.616\text{KN.m}$$

Tronçon 2 : $1.4 \leq x \leq 3.2\text{m}$

$$T(x)= 21.18-8.2 \times 1.4-11.04(x-1.4) \quad T(1.4)=9.7\text{KN} \quad T(3.2)=-10.172\text{KN}$$

$$M(x)=-5.52x^2+25.156x-2.7832 \quad M(1.4)= 21.616\text{KN.m} \quad M(3.2)=21.19\text{KN.m}$$

Le moment max :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 2.28\text{m}$$

$$M(2.28)= 25.88\text{KN.m}$$

$$M_{\max}=25.88\text{KN.m}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.35\text{m}$

$$T(x)=R_B-8.2x= 21.24-11.42x \quad T(0)=21.24\text{KN} \quad T(1.35)=10.17\text{KN}$$

$$M(x)=21.24x-8.2x^2/2 \quad M(0)= 0\text{KN.m} \quad M(1.4)=21.20\text{KN.m}$$

Donc on aura :

$$M_{\max}=25.88\text{KN.m} \quad V_{\max}=21.24\text{KN}$$

$$M_t^{\max}=0.85 \times 25.88=22\text{KN.m} \quad M_a^{\max}=-0.5 \times 25.88=-12.94\text{KN.m}$$

- Les vérifications à ELU :

-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = 0.19 MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

• **En travée**

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41cm^2$$

$$\text{soit : } 4HA8=2.01cm^2$$

• **En appui**

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$$

$$\text{soit : } 4HA8 = 2.01cm^2$$

Espacement des barres :

Armatures longitudinales : $S_t \leq \text{Min}(3 \cdot h ; 33) = 33cm$

Armatures transversales : $S_t \leq \text{Min} (4 \cdot h ; 45)cm = 45cm.$

Soit : $S_t = 25cm < 33cm \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

• **Vérification des contraintes :**

Selon le tableau suivant :

Tableau III.16. vérifications des contraintes.

Localisation	Mser(Km)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Condition vérifiée
En travée	21.998	12352.67	4.26	7.587	15	
En Appui	12.94	12352.67	4.26	4.46	15	

• **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} = \frac{17}{397} = 0.037 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$=0, \quad \frac{A_s}{b \times d} = 0,003 \leq \frac{4.2}{f_e}$$

La première conditions ne pas vérifier, la flèche doit donc être calculée conformément au CBA93 et au BAEL91.

Tableau III.17. Évaluation de la flèche dans la partie de l'escalier.

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.55	5.65	8.12	13.13	16.48	12353	24441.4
Y (cm)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	I _{f_{pi}} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf(m)	f _{adm} (mm)
4.2 6	0.68	0.198	1.07	1.98	4.3	9.1

$\Delta f < f_{adm}$ Donc la flèche est vérifiée.

Les schémas de ferrailage de l'escalier sont représentés en ANNEXE 5.3.

-La volée 2 : Dalle sur un seul appui (une console)

$L_x = 1.35\text{m}$;

-Évaluation des charges

$G_v = 9.96\text{KN/m}^2$; $Q = 2.5\text{ KN/m}^2$

$p_u = 1.35G + 1.5Q = 17.19\text{KN} / \text{m}$

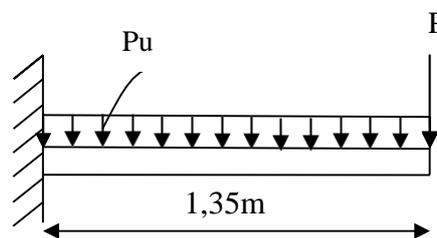


Figure III.6. Schéma statique de volée 2.

P : poids de garde corps

$P = \gamma \times b \times h_{\text{coprs corps}} = 1 \times 1 \times 1.2 = 1.2\text{KN}$

$P_u = 1.2 \times 1.35 = 1.62\text{KN}$

-Les sollicitations

$M_u = \frac{P_u \times L^2}{2} + P_u \times L = 17.86\text{KN}$

$V_u = P_u \times L + P = 17.86 \times 1.35 + 1.62 \rightarrow V_u = 24.83\text{KN}$.

-Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$B = 100\text{ cm}$; $h = 17\text{ cm}$; $d = 15\text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2\text{ Mpa}$.

Tableau III.18. Le ferrailage du palier intermédiaire.

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	St (cm)
17.86	0.055	0.071	14.5	3.19	1.81	4HA12=4.56	25

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{4.56}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{On choisit : } 4\text{HA}8 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$St \leq \min(3e; 33) \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

• **Vérification à l'ELU**

-L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0.16 \text{ MPA} < \tau = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes**

Selon le tableau suivant :

Tableau III.19. Vérification des contraintes.

Localisation	Mser(KN.m)	I (cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)
En travée	13.89	10330.86	3.88	5.82	15

• **Vérification de la flèche :**

$$h_t/l = 0.121 > 0.05 \quad ; h_t/l = 0.121 > 0.05 \quad A_t/bd = 0.003 < 0.005$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées, il n'est plus nécessaire de procéder à la vérification de la flèche

Les schémas de ferrailage de la volée 2 sont présentés en ANNEXE 5.3.

III-3- Étude de la poutre brisée (30×30).

L'étude de la poutre brisée se sera calculée en flexion et en torsion.

• **Calcul à la flexion simple**

-Calcul des charges

La poutre est soumise à son :

-Poids propre :

- Partie horizontale $P_h = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN / ml} :$

- Partie incliné : $P_{inc} = \frac{2,25}{\cos 48,57} = 3,4 \text{ KN / m}$

-Poids du mur : $P_m = G_{mur} \times (H_{étage} / 2 - h_{ps}) = 1,4 \times 1,18 = 1,652 \text{ KN / ml}$

-ELU

$$Q_1 = 1,35(P_h + P_m) + R_A^U ; Q_2 = 1,35(P_{inc} + P_m) + R_C^U.$$

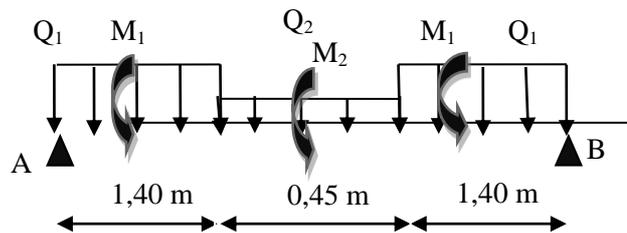


Figure III.7. Schéma statique de la poutre brisée.

-ELS :

$$Q_1 = (P_h + P_m) + R_A^S ; Q_2 = (P_{inc} + P_m) + R_C^S.$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} R_A^U = 29,491 \text{ KN/ml : la réaction d'appui de la 1ère volée à l'ELU.} \\ R_C^U = 25,69 \text{ KN/ml : la réaction d'appui du consol à l'ELU.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_A^S = 21,24 \text{ KN/ml : la réaction d'appui de la 1ère volée à l'ELS.} \\ R_C^S = 18,64 \text{ KN/ml : la réaction d'appui du consol à l'ELS.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_1^U = 34,76 \text{ KN/m} & Q_1^S = 25,14 \text{ KN/m} \\ Q_2^U = 32,51 \text{ KN/m} & Q_2^S = 23,69 \text{ KN/m} \end{cases}$$

On utilise la méthode de RDM on trouve :

-Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée :

$$\text{ELU : } R_A^U = R_B^U = Q_1^U \times 1,40 + Q_2^U \times \frac{0,45}{2} = 55,98 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_A^S = R_B^S = Q_1^S \times 1,40 + Q_2^S \times \frac{0,45}{2} = 40,53 \text{ KN}$$

D'après le 2^{ème} tronçon $1,4\text{m} \leq x \leq 1,85\text{m}$

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1,625 \text{ m}$$

On trouve : $M_0^U(1,625) = 45,13 \text{ KN.m}$; $M_0^S(1,625) = 32,7 \text{ KN.m}$

-Calcul des sollicitations

ELU :

$$\text{En travée : } M_t^U = 0,85 \times M_0^U = 38,36 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^U = -0,5 M_0^U = -22,56 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$\text{En travée : } M_t^S = 0,85 \times M_0^S = 27,79 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^S = -0,5 \times M_0^S = -16,35 \text{ KN.m}$$

- **Le ferrailage**

Tableau III.20. Ferrailage de la poutre brisée.

Zone	$M_u(\text{KNm})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$
Travée	38,36	0,115	0,153	0,263	1,01	3,80
Appui	22,56	0,067	0,086	0,27	1,01	2,18

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_f = \frac{55,98 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\right) = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Calcul à la torsion :**

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule $\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$; L'aire du contour tracé à mi - épaisseur des parois.

e : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \Phi / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$M_{tor}^{max} = \frac{M_{tor}^a \times l}{2} \text{ (au niveau des appuis).}$$

$$\text{Avec : } M_{tor}^a = \max(M_1 ; M_2) = \max(12,94 ; 19,12) = 19,12 \text{ KN.m}$$

M_1 : le moment de torsion en appui provoqué sur la poutre brisée est transmis par la volée(1 ou 3)

M_2 : le moment de torsion en appui provoqué sur la poutre brisée est transmis par la volée(2 ou 4)

$$M_{tor}^{max} = \frac{19,12 \times 3,25}{2} = 31,07 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{31,07 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 4,97 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa. condition n'est pas vérifiée.}$$

Remarque :

On redimensionne la section de la poutre brisée. Après les calculs nous avons obtenus une section nécessaire qui est : $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

En recalculons : e et Ω .

$$e = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (35 - 5,83) \times (40 - 5,83) = 996,74 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{31,07 \times 10^{-3}}{2 \times 996,74 \times 10^{-4} \times 5,83 \times 10^{-2}} = 2,67 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple après le redimensionnement est : $\tau_f = \frac{55,98 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,38} = 0,42 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2} = \sqrt{(2,67)^2 + (0,42)^2} = 2,70 \text{ MPa.}$$

-Vérification de La contrainte de cisaillement

$$\tau_u = 2,70 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Le ferrailage**

-Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec : } \mu : \text{périmètre}$$

$$\mu = 2 \times [b + h] = 150 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{31,07 \times 10^{-3} \times 1,5 \times 1,15}{2 \times 400 \times 0,099674} = 6,72 \text{ cm}^2$$

-Armatures transversales

On opte St = 20cm en travée et St = 10cm en appui.

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 0,9 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En travée.} \\ A_{tor}^a = 0,45 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots \dots \dots \text{En appui.} \end{cases}$$

-Condition de non fragilité : sachant que b=35cm , d=38cm.

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1,60 \text{ cm}^2 < A_t^{cal} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Choix des armatures

• **En travée**

$$A^t = A_{flexion} + A_t^{torsion} = 3.8 + 6.72/2 = 7.16 \text{ cm}^2$$

$$A = 3HA12 + 3HA14 = 8.01 \text{ cm}^2$$

• **En appui**

$$A^a = A_{flexion} + A_a^{torsion} = 2.18 + 6.72/2 = 5.54 \text{ cm}^2$$

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

• **Vérification à l'ELS**

Vérification de l'état limite de compression :

Selon le tableau suivant :

tableau III.21. Vérification des contraintes.

Position	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)
En travée	27.79	10.70	46707.86	5.99	15
En appui	16.35	10.14	39406.24	4.20	15

- État limite de déformation

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{325} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \frac{h}{l} = 0,09 > \frac{M_{lx}}{10 \times M_{lx}} = 0,06$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,008 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées.

Les schémas de ferrailage de la poutre brisée sont présentés en **ANNEXE 5.3**

III-4-Calcul de l'acrotère

Réalisé en béton armé, l'acrotère est un élément encastré dans le plancher, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher ; trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur celui-ci : son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III-4-1-Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- une bande de 1m.

III-4-2-Évaluation des charges

$$S = 0.1186m^2$$

– Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.1186 \times 1 = 2.96 \text{ KN}$.

– Poids d'enduit de ciment intérieur (ciment : $e = 1.5\text{cm}$) : $G_2 = 18 \times 0.015 \times 1.1 \times 1 = 0.3\text{KN}$.

– $W_p = G_1 + G_2 = 3.26\text{KN}$.

$$Q = 1 \text{ KN}$$

La force sismique :

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0.15$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.26 = 1.56\text{KN}$$

Calcul du centre de gravité de la section $G(X_g; Y_g)$:

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.5854\text{m} \quad X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.057 \text{ m}$$

• Calcul des sollicitations

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 3.26\text{KN}$$

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

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

$$M_g = 0\text{KN.m}$$

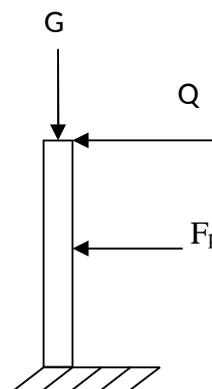


Figure III.8. Schéma statique de l'acrotère.

$$M_q = h \times Q = 1.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG} = F_p \times Y_g = 0.91 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait en flexion composée de bonde de 1m.

Tableau III.22. Les sollicitations du calcul.

	ELU _A	ELU	ELS
	Q+G+E	1.35G+1.5Q	Q+G
N(KN)	3.26	4.4	3.26
M(KN.m)	2.01	1.65	1.1

• **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$e_1 = N_u / M_u = 0.375 \text{ m}$$

$$h/6 = 0.11 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central. Pour cela 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 par e qui est l'excentricité réelle de calcul.

Avec: $e = e_1 + e_2 + e_a$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : l'excentricité structurale.

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

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2 (2 + \alpha)}{10000 \times h}$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \dots\dots\dots$ **(RPA. Art. A.4.3.5)**

φ : Le rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge ($\varphi = 2$).

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

L_f : Longueur de flambement ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 1.1 = 2.2 \text{ m}$.

h_0 : Hauteur de la section égale à 10cm.

$$e = \frac{3 \times (1.4)^{\frac{2}{2}}}{10^4}$$

$$(2 \ 0) \times \frac{0.10}{m} = 0.02$$

D'où $e_t = 0.424m$

III-4-3-Ferraillage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 4.4KN$$

$$M_u = N_u \times e = 3.18 \times 0.36 = 1.87KN.m$$

$$h=10cm ; d=7cm ;$$

$$b=100c$$

Selon le BAEL 91:

$$M_f = M_u + N_u(d-h/2) = 1.98KN.m$$

Selon le tableau suivant :

Tableau III-23. Le ferraillage de l'acrotère.

Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A1(cm)
1.98	0.024	0.031	0.074	0.642

• **Vérification à l'ELU**

-Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,07 \times \frac{2,1}{400} = 0.905cm^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte pour 4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / ml.$$

-Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2 / ml.$$

- Espacement

Armatures principales : $S_t \leq 100/4=25cm$ on adopte $S_t=25cm$

Armatures de répartition : $S_t \leq 100/3=33.33cm$ on adopte $S_t=30cm$

- Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5 ; 3) \Rightarrow \tau \leq 2,5Mpa$$

$$V_u = 1.5 Q = 1.5 = 1.5 \text{ KN.}$$

$$\tau = 0.01875Mpa$$

$\tau < \bar{\tau} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

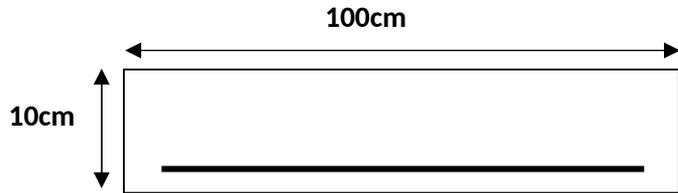


Figure III.9. Section à ferrailer.

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum \mu_i)}$$

$\sum \mu_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \Phi \times \pi = 100.48m.$$

$\tau_s = 0.236MPa < \tau_{ts} = 2.8MPa \rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

➤ **Vérification à l'ELS**

-**Vérification des contraintes**

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

-**Position de l'axe neutre**

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = -0.31m$$

$e_1 > d \Rightarrow$ (c) à l'extérieur de la section \rightarrow

$$c = -0.5m ; \quad y = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$P = -3 \times c^2 - ((d-c) \times 6 \times n \times A_s / b)$$

$$p = -0.08m^2$$

$$q = -2 \times c^3 - ((d-c)^2 \times 6 \times n \times A_s / b)$$

$$q = -0.118m^2$$

On remplaçant q et p dans (*), sa résolution donne :

Soit :

$$\Delta = q^2 + (4P^3/27) = -0.0001 < 0$$

Donc il existe 3 racines réelles, on garde celle qui convient à l'intervalle suivant :

$$-C \leq y_c \leq h-C \Leftrightarrow 0.68 \leq y_c \leq 0.78$$

$$\begin{cases} yc_1 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3}\right) = 0,779 \\ yc_2 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 120^\circ\right) = -0,4 \\ yc_3 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 240^\circ\right) = -0,37 \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} a = 2 \sqrt{-p/3} = 0,779 \\ \varnothing = \cos^{-1}\left(\frac{3q\sqrt{-3}}{2p}\right) = 0,085\text{rad} \end{cases}$$

Donc, on prend $yc = -0,37 \Rightarrow y = 0,00169\text{m}$

$$\mu t = \frac{by^2}{2} - A(d - y) = -3,18 \times 10^{-5} \text{m}^3$$

D'où $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu t} \times y = 1,73 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$ vérifiée .

Les schémas de ferrailage de l'acrotère sont présentés en ANNEXE 5.4.

III.5. Étude de la rampe de passage des véhicules au parking

III.5.1. Définition

Une rampe est une dalle pleine inclinée qui repose généralement sur quarts appuis, servant de voie d'accès au parking pour notre structure. Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de longueur pour le panneau de dalle le plus sollicité, autrement dit celui ayant ($L_x=4,65\text{m}$; $L_y=4,31\text{m}$).

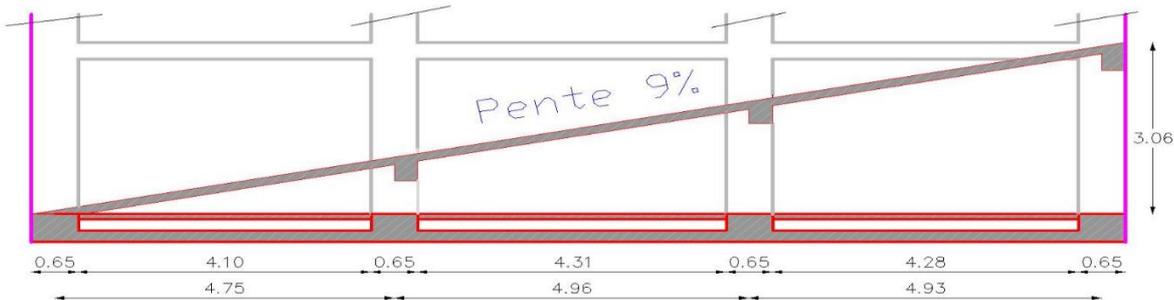


Figure III. 10. Coupe verticale de la rampe.

• **Dimensionnement**

On a : $L_x = 4,65\text{m}$; $L_y = 4,31\text{m}$

$$\rho = 1,078 > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{465}{45} \leq e \leq \frac{465}{40} \Rightarrow 10,33\text{cm} \leq e \leq 11,625\text{cm}$$

$\Rightarrow e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$ pour 2 heures de coup de feu, soit $e = 14\text{cm}$

• **Angle de raccordement α**

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{4,65}{14,64}\right) = 17,62^\circ$$

• **Évaluation des charges :**

Tableau III.24. Charges et surcharges sur la rampe.

Couches	Poids volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Béton bitumineux	22	0,04/cos α	0,92
Dalle pleine	25	0,14/cos α	3,67
Charge Permanente G			4,6
Charge d'exploitation Q			3,5

• **Calcul des sollicitations :**

➤ **A L'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 4.6 + 1.5 * 3.5 = 11.46 \text{KN/m.}$$

➤ **A L'ELS :**

$$q_s = G + Q = 4.6 + 3.5 = 8.1 \text{KN/m.}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1.078 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaillée selon les deux sens.}$$

$$\text{ELU} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad \text{ELS} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

• **Calcul des moments isostatiques :**

ELU :

Sens (x-x) : $M_0^x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.12 \text{ KN.m}$

Sens (y-y) : $M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x \Rightarrow M_0^y = 9.12 \text{ KN.m}$

ELS :

Sens (x-x) : $M_0^x = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.72 \text{ KN.m}$

Sens (y-y) : $M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.72 \text{ KN.m}$

• **Sollicitation**

Tableau III.25. Calcul des sollicitations.

Sollicitations									
ELU					ELS				
M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M^{ax} (KN.m)	M^{ay} (KN.m)	V_x (KN.m)	V_y (KN.m)	M_t^x (KN.m)	M_t^y (KN.m)	M^{ax} (KN.m)	M^{ay} (KN.m)
7.75	7.75	4.56	4.56	26.64	24.7	6.56	6.56	3.86	3.86

III.5.3. Ferrailage à L'ELU

Tableau.III. 26. Calcul de ferrailage à L'ELU.

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)	St (cm)
Travée x-x	7.75	0.045	0.057	0.107	2.08	1.08	4HA10=3.14	25
Travée y-y	7.75	0.045	0.057	0.107	2.08	1.12	4HA10=3.14	25
Appuis x-x	4.56	0.026	0.033	0.108	1.21	1.08	4HA10=3.14	25
Appuis y-y	4.56	0.026	0.033	0.108	1.21	1.12	4HA10=3.14	25

• **Vérification de l'effort tranchant**

Tableau III.27. Vérification de l'effort tranchant.

V max [KN]	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ [MPa]	Observation
24.7	$0.22 \leq 1.17$	Vérifiée

III.6.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau III.28. Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Ms(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$	Obs
Travée xx	6.56	2.442	3335.7	$4.806 \leq 15$	Vérifiée
Travée yy	6.56	2.442	3335.7	$4.806 \leq 15$	Vérifiée
Appuis xx	3.86	1.913	2080.1	$3.552 \leq 15$	Vérifiée
Appuis yy	3.86	1.913	2080.1	$3.552 \leq 15$	Vérifiée

• Vérification de la flèche

Selon le BAEL, si ces conditions sont vérifiées, on ne calcule pas la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) l_x \\ A_t \leq \frac{2b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

▪ Sens (x-x) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.14 < 0.19 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \\ 3.14 < 5.5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 1ère condition n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche selon X-X

▪ Sens (y-y) :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.14 < 0.18 \dots\dots\dots \text{Non Vérifiée} \\ 3.14 < 5.5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 1ère condition n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche selon Y-Y.

• Calcul de la flèche

Avec : j=3.67KN/m² ; g= 4.6 KN/m² ; p=8.1 KN/m²

Tableau III.29. Calcul de la flèche.

	I_0 (cm ⁴)	Y (cm)	I (cm ⁴)	If _{ji} (cm ⁴)	If _{gi} (cm ⁴)	If _{pi} (cm ⁴)	If _{gv} (cm ⁴)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)	Δf < f _{adm}
Sens (x-x)	3954.93	5.87	2183.41	2685.7	2578.8	2393.3	3412.6	9.3	19.27	Vérifiée
Sens (y-y)	3954.93	5.87	2183.41	2685.7	2578.8	2393.3	3412.6	8.62	16.56	vérifiée

Les schémas de ferrailage de la rampe sont présentés en ANNEXE 5.5

III-7- Étude de l'ascenseur

➤ Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des Chargements vers les différents niveaux de la construction. il se constitue d'une cabine,

qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes ses caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur =180cm.
- L : Largeur de l'ascenseur =160cm.
- F_C Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 50KN.
- La charge nominale est de 630kg.
- La vitesse $V = 0.63m / s$.

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :

- 1)- Dalle de salle machine (locale) ;
- 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 6.3 = 15 + 50 + 6.3 = 71.3 \text{ KN}$$

➤ **Dalle de la salle de machine (charge concentrée)**

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

(a_0+b_0) : Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

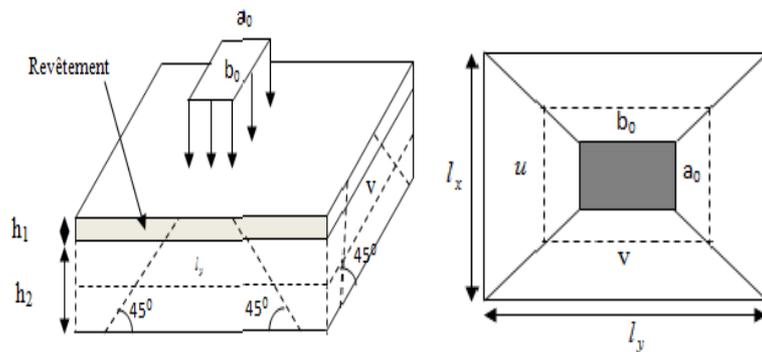


Figure III.11. Schémas représentant la surface d'impact.

$(u \times v)$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens $y-y'$

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse $V = 0.63m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105cm. \end{cases}$$

➤ **Évaluation des moments sous charge concentrée**

a) M_{x1} et M_{y1} du système

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie Selon le **BAEL91**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; $\frac{u}{l_x} = 0.55$ et $\rho = 0.95$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ ; $\frac{v}{l_y} = 0.52$ et $\rho = 0.95$

En se référant à l'annexe 2 on trouve $M_1 = 0.100$ et $M_2 = 0.080$

➤ **Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU**

$q_u = 1,35 \times P \rightarrow q_u = 135 \times 71.3 = 96.25 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} M_{x1} = 9.62 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 7.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-M_{x2} et M_{y2} du système

$\rho = 0.95 > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ l'annexe 1.}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5

cm) $G = 5 \text{ KN/m}^2$

$Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/ml.}$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.22 \text{ KN.m}$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.62 + 1,22 = 10.84 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,7 + 1.08 = 8,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$ ($d_x=12\text{cm}$; $d_y=11\text{cm}$)

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times 10.84 = 9.21 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times 8.78 = 7.46 \text{ KN.} \end{cases} \longrightarrow M_{ax} = -0,4 M_x = -4.33 \text{ KN.m}$$

Tableau III.30. Calcul de Ferraillage.

position	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculé (cm ² /ml)	A _a calculé (cm ² /ml)	A _t adopté (cm ² /ml)	A _a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	9.21	-4.33	2.25	1.05	3HA10=2.36	3HA8=2.36
Sens y-y'	7.46	-3.51	1.82	0.84	3HA10=2.36	3HA8=2.36

-Vérifications

Vérification au poinçonnement

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \qquad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite ; h : Épaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (105 + 105)$$

$$U_c = 420 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 96.25 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 96.25 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 472.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$V_u = Q_u / (3 \times v) = 30.55 \text{ KN} \quad \tau_u = (V_{\max} / b \cdot d) \leq \tau_u = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Espacement des barres**

$$\text{Sens x-x': } S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e; 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens y-y': } S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

Calcul à l'ELS

✓ Les moments engendrés par le système de levage sont :

$$q_{ser} = 71.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 8.27 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 7.13 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

✓ Les moments dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5 + 1 = 6 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.046KN.m$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.96KN.m$$

• **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.31KN.m \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.09KN.m \end{cases}$$

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.91KN.m$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.87KN.m$$

• **Vérification des contraintes**

Tableau III.31. Vérification des contraintes.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{st} (MPa)
Travées (x)	7.91	21389	5.29	1.95	15	64.90	201.63
Travées (y)	6.87	12093	3.92	2.23	15	111.40	201.63

• **La flèche**

D’après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h}{Lx} = \frac{15}{190} > \max \left[\frac{3}{8} \frac{M_{tx}}{20 \times M_0} \right] \Rightarrow 0.078 > 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

Les schémas de ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie est représenté en ANNEXE 5.5

➤ **Étude de la dalle pleine au-dessous de l’ascenseur**

• **Évaluation des charges et surcharges**

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75KN / m^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.25KN / m^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=5cm).}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 43.15KN / m^2. \quad G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{38} = 38.15KN / m^2.$$

$$Q = 1KN$$

Calcul des sollicitations

• **A'ELU**

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 59.75 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \quad \text{Annexe 1.}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.84 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.84 \text{KN.m}$$

- **Calcul des moments réels**

En travée Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.51 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.66 \text{KN.m}$

En appui $M_a^x = M_a^y$

$$M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 2.65 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = 0.3 \times M_0^y = 2.35 \text{KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage :** Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau III.32.

Tableau III.32. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Position		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	Xx	7.51	0.0368	0.046	11.77	1.83	3HA10=2.36
	Yy	6.66	0.0326	0.041	11.8	1.62	3HA10=2.36
Appui	Xx	2.65	0.0129	0.016	11.92	0.63	3HA8=1.51
	yy	2.35	0.0115	0.014	11.9	0.56	3HA8=1.51

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = 0.3 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

Vérification a l'ELS

$$q_{ser} = G_{tot} + Q = 44.15 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 7.69 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.10 \text{KN.m}$$

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.53 KN.m$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.04 KN.m$

-Vérification des contraintes

Tableau III.33. Vérification des contraintes.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	σ_{st} (MPa)
Travées (x)	6.53	9765	4.29	2.87	15	72.24	201.63
Travées (y)	6.04	5657.2	3.21	3.43	15	140.64	201.63

Vérification de la flèche

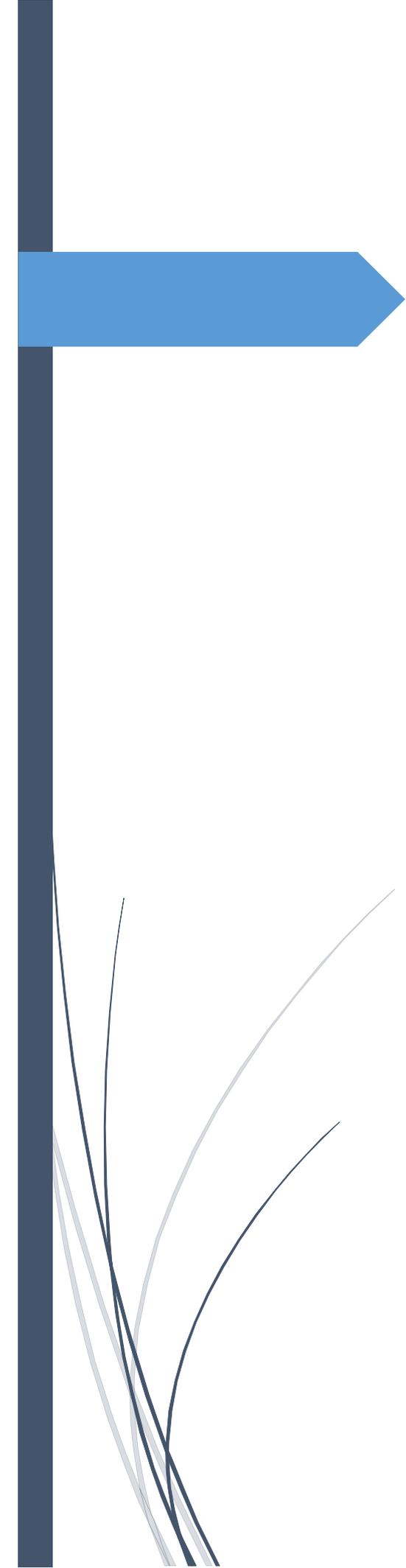
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{Lx} = \frac{15}{190} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_0} \right] \Rightarrow 0.078 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Le schéma de ferrailage des dalles pleine de l'ascenseur sont présentés en **ANNEXE 5.5**.

Conclusion

- Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure.
- Après avoir déterminé les différents types de poutrelle, elles sont calculées à la flexion simple avec la méthode forfaitaire. Les sections d'armatures ont donc été déterminées pour les différents de niveau de notre structure.
- Les dalles pleines ont été calculées à la flexion simple. Les sections d'armatures ont été déterminées pour chaque type de dalle.
- Le calcul des escaliers a été fait en se basant sur les méthodes classiques de la résistance des matériaux. Le ferrailage a été calculé à la flexion simple.
- La poutre brisée a été associée à l'escalier calculée à la flexion simple et à la torsion.
- Le calcul de l'acrotère s'est fait à la flexion composée.
- Enfin nous avons étudié et calculé le ferrailage de la dalle d'ascenseur à la flexion simple.



Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tensions accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature de sol en place, et en particulier de leur limite d'élasticité.

L'étude et l'analyse de notre structure ont été effectuées avec ETABS 2016.2 qui est un logiciel d'analyse de structure par la méthode des éléments finis.

IV.2. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure sont données par les normes de construction du cas de situation non sismique et des normes assignés à la construction de structure et zone sismique.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique à l'ELU.
- La vérification de la stabilité des structures à plusieurs étages doit être assurée à l'ELS.

IV.3. Méthode de calculs

Le RPA 99 version 2003 exige 3 méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1 Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacé par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

(RPA99/2003 4.2)

➤ Calcul de la force sismique

La force sismique V appliqué à la base de la structure doit être calculé successivement dans les 2 directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{array} \right. \longrightarrow A=0.15$$

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**.

Q : facteur de qualité de la structure détermine par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

$P q$: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau IV.1 (à noter que c'est la même dans les deux sens).

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non vérifié	0.05
2	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
3	Régularité en plan	Vérifié	0
4	Régularité en élévation	Vérifié	0
5	Contrôle de qualité des matériaux	Non Vérifié	0.05
6	Contrôles d'exécution	Non Vérifié	0.05

Donc : $Q_x = Q_y = 1.2$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{(RPA99 (Formule 4.5))}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} = charges d'exploitations.

β = coefficients de pondération. ($\beta=0.2$ pour étage courant ; $\beta=0.6$ étage commercial)

W = 63117.9922 KN

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ S} \end{cases} \quad \text{(RPA99/2003(Formule4.2))}$$

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

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

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, nous avons un remplissage dense et un système mixte :

$\xi=10\%$ (RPA99/2003 (Tableau 4.2))

D'où $\eta=0.76$

Nous avons un site ferme $S 2 \Rightarrow T_1=0.15 \text{ s } T_2=0.4 \text{ s}$ (RPA99/2003 (Tableau 4.7))

- Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles-portiques).

$$T = \begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{L} \end{cases}$$

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

$$h_n = 32.32 \text{ m}$$

C_T : coefficient fonction de système de contreventement de type de remplissage est donnée par le type de système de contreventement (Tableau 4.6 RPA99/2003)

Pour le contreventement mixte portique voile avec interaction qui est notre cas $C_T = 0.05$

$$T = 0.68 \text{ s}$$

$$L_x = 21,55 \text{ m} \quad L_y = 20,44 \text{ m}$$

$$T_x = \min(T_x, T) = \min(0.68, 0.63) = 0.63 \text{ s} > T_2 = 0.4 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y, T) = \min(0.68, 0.64) = 0.64 \text{ s} > T_2 = 0.4 \text{ s}$$

$$\text{Donc :} \quad \begin{aligned} D_x &= 1,4 \\ D_y &= 1.39 \end{aligned}$$

La force sismique à la base de la structure est :

$$V_x = 3181.15 \text{ KN}$$

$$V_y = 3158.42 \text{ KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

La méthode servira le calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et Pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou non conforme aux conditions exigées par le RPA99/2003 pour un calcul statique équivalent.

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration de maximum des effets engendré dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$S_a/g \begin{cases} 1,25A(1+T/T_1(2,5\eta Q/R-1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A)(T_2/3)^{2/3}(3/T_2)^{5/3}(Q/R) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

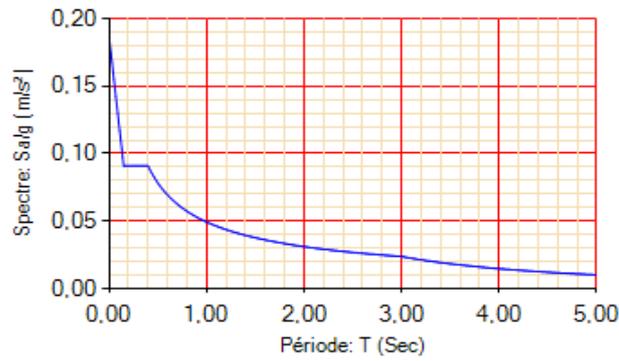


Figure IV.1. Spectre de réponse

IV.3.2.1 Modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est l’ETABS 2016

➤ **Disposition des voiles :**

Plusieurs dispositions ont été testées afin d’aboutir à un bon comportement de la construction en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et les conditions édictées par le RPA 99/2003.

Nous avons opté pour la disposition suivante :

$L_x=1.2\text{ m}$; $L_y=1.4\text{ m}$

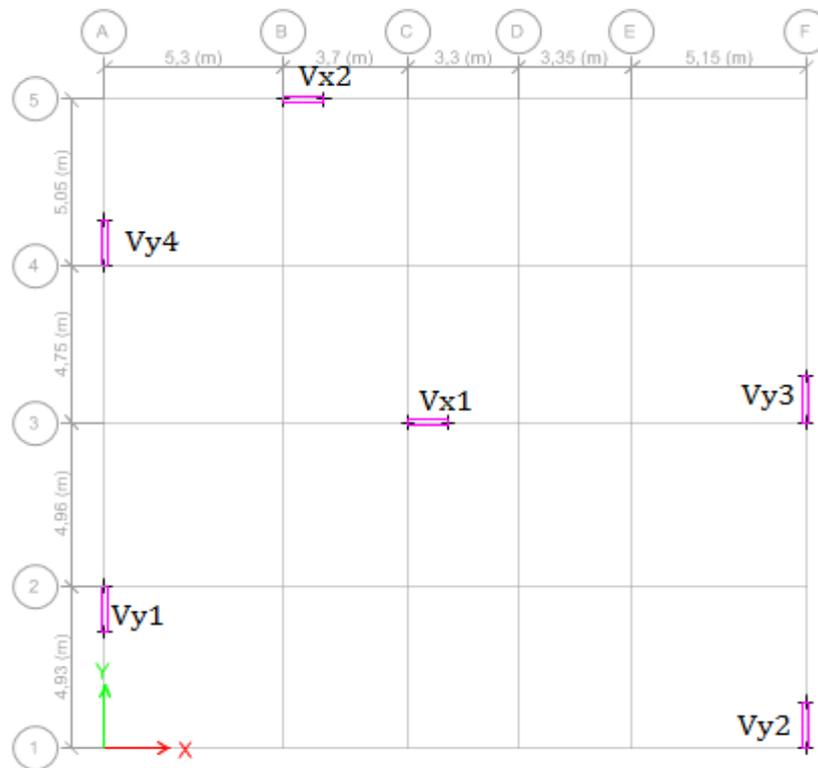


Figure IV.2. Disposition des voiles.

IV.4. Interprétations des résultats de l’analyse dynamique

IV.4.1 mode de vibration et taux de participation des masses

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 mode de la période et la participation masse ratios :

Mode	Période (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1,287	0.0003	0.66	0.0003	0.66
2	1,102	0.702	0.0018	0.702	0.6618
3	0,995	0.0168	0.0261	0.7188	0.6879
4	0,424	0.0005	0.1062	0.7193	0.7941
5	0,383	0.1084	0.0012	0.8277	0.7954
6	0,336	0.0038	0.0059	0.8315	0.8012
7	0,23	0.0012	0.0533	0.8327	0.8546
8	0,216	0.0422	0.0023	0.8769	0.8568
9	0,185	0.0019	0.0023	0.8788	0.8591
10	0,155	0.002	0.003	0.8809	0.8621
11	0,152	0.0057	0.0293	0.8866	0.8914
12	0,148	0.0278	0.0111	0.9144	0.9025

La participation massique atteint les 90% de la masse totale du bâtiment selon X et Y lorsqu'on prends 12 modes.

IV.4. 2 Comportement de la structure

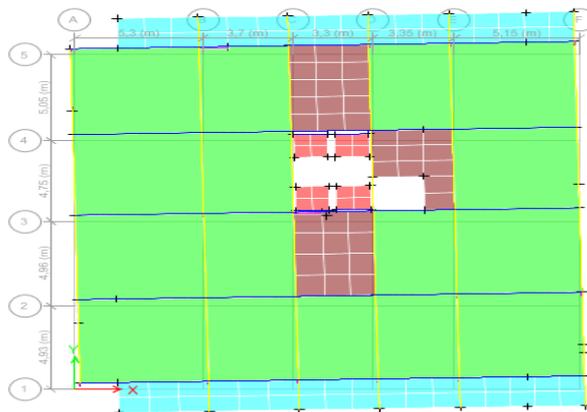


Figure IV.3 (mode1) translation suivant l'axe y-y.

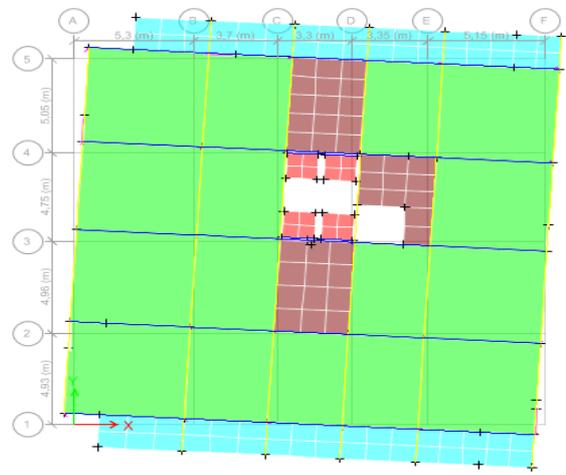
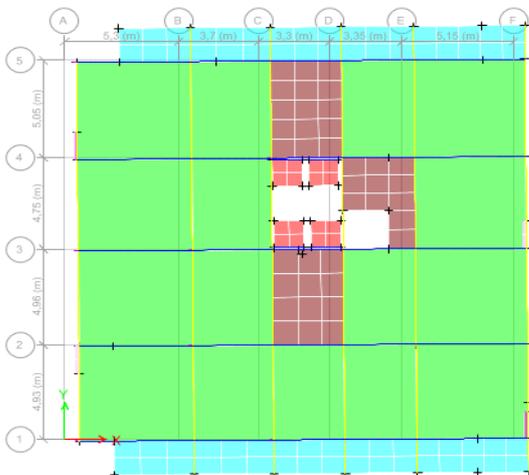


Figure IV.4 (mode2) translation suivant l'axe x-x. Figure IV.5 (mode3) rotation suivant l'axe z-z.

IV.4.3 justification de l'interaction voile-portique

➤ Sous charges verticales

Les **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau IV.3.

Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
Entre sol 3	65715.27	5395.36	71110.63	92.41	7.59
Entre sol 2	60049.33	5091.51	65140.84	92.18	7.52
Entre sol 1	54005.64	5312.50	59368.14	91.05	8.95
RDC	49199.47	5019.33	54218.81	90.74	9.26
Étage 1	43045.85	4611.10	47656.95	90.32	9.68
Étage 2	38034.03	4235.26	42269.28	89.98	10.02
Étage 3	32664.27	4154.13	36818.4	88.72	11.28
Étage 4	27860.79	3718.00	31578.79	88.23	11.77
Étage 5	22975.65	3357.02	26332.66	86.84	12.76
Étage 6	18413.13	2791.03	21204.72	83.16	13.16
Étage 7	13785.75	2291.03	16076.78	85.75	14.25
Étage 8	9447.69	1607.8	11055.5105	85.46	14.54
Étage 9	5173.15	861.09	6034.24	85.73	14.27

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux.

➤ Sous-charges horizontales

Les **RPA99/2003 (Art3.4.a)** exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau **IV.4**.

Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique %	Voile %	Portique (KN)	Voile (KN)	Portique %	Voile %
Entre sol 3	2105.211	438.5619	82.76	17.24	1766.565	759.7301	69.93	30.07
Entre sol 2	1595.459	227.8063	87.51	12.49	943.799	262.0381	78.27	21.73
Entre sol 1	1313.382	130.9084	90.94	9.06	781.5666	134.6116	85.31	14.69
RDC	1801.883	539.499	76.96	23.04	1559.935	753.0336	67.44	32.56
Étage 1	1943.444	240.6669	88.98	11.02	1680.457	478.0842	77.85	22.15
Étage 2	1810.471	221.777	88.09	10.91	1634.081	383.1557	81.01	18.99
Étage 3	1514.211	356.888	80.93	19.07	1378.574	481.111	74.13	25.87
Étage 4	1502.7243	203.205	88.09	11.91	1388.861	310.9558	81.71	18.29
Étage 5	1223.7689	302.0401	80.20	19.80	1112.921	414.7016	72.85	27.15
Étage 6	1156.775	166.4781	87.42	12.58	1077.568	257.7379	80.70	19.30
Étage 7	847.3395	242.0183	77.78	22.22	777.658	328.7331	70.29	29.71
Étage 8	673.2198	144.7652	82.30	17.70	642.8969	214.0407	75.02	24.98
Étage 9	473.0206	41.6674	91.90	8.10	531.9519	90.4091	85.47	14.53

On remarque que les portiques travaillent plus que les voiles et sa due aux nombres de voiles utilisées selon les deux sens xx et yy.

IV.4.4. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme la formule utilisée est la suivante :

$$v = N_d / (B * f_{c28}) \leq 0.3 \quad \text{RPA99 (Article 7.4.3.1)}$$

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (cm ²)	N(KN)	v
Entre sol 3	75×75	3449.09	0.245
Entre sol 2	75×75	3056.06	0.217
Entre sol 1	65×65	2643.72	0.250
RDC	65×65	2334.02	0.221
Étage 1	60×60	1994.39	0.222
Étage 2	60×60	1756.35	0.195
Étage 3	55×55	1514.55	0.200
Étage 4	55×55	1285.95	0.170
Étage 5	50×50	1062.76	0.17
Étage 6	50×50	848.65	0.136
Étage 7	45×45	639.51	0.126
Étage 8	45×45	474.88	0.094
Étage 9	45×45	184.51	0.034

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

IV.4.5 Vérification des déplacements

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :
$$\delta_k = R \times \delta e_k$$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δe_k : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.6.

Tableau IV.6. Vérification des déplacements.

Niveaux	Sens x-x						Sens y -y					
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_{kk}/h_k (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)	
Entre sol 3	2.03×10^{-7}	1.015×10^{-6}	0	1.015×10^{-7}	2.89	3.51×10^{-7}	1×10^{-6}	5×10^{-6}	0	0.0001	3.46×10^{-5}	
Entre sol 2	1×10^{-6}	5×10^{-6}	1.015×10^{-7}	3.98×10^{-6}	2.89	1.37×10^{-6}	2×10^{-6}	1×10^{-5}	5×10^{-6}	0.0001	3.46×10^{-5}	
Entre sol 1	2×10^{-6}	1×10^{-5}	5×10^{-6}	5×10^{-6}	3.06	1.63×10^{-6}	4×10^{-6}	2×10^{-5}	1×10^{-5}	0.0002	6.53×10^{-5}	
RDC	2×10^{-6}	1×10^{-5}	1×10^{-6}	0	4.08	0	7×10^{-6}	3.5×10^{-5}	2×10^{-5}	0.0002	4.9×10^{-5}	
Étage 1	3×10^{-6}	1.5×10^{-5}	1×10^{-5}	5×10^{-6}	3.06	1.63×10^{-6}	1×10^{-5}	5×10^{-5}	3.5×10^{-5}	0.0002	6.53×10^{-5}	
Étage 2	4×10^{-6}	2×10^{-5}	1.5×10^{-5}	5×10^{-6}	3.06	1.63×10^{-6}	1.2×10^{-5}	6×10^{-5}	5×10^{-5}	0.0003	9.8×10^{-5}	
Étage 3	4×10^{-6}	2×10^{-5}	2×10^{-5}	0	3.06	0	1.5×10^{-5}	7.5×10^{-5}	6×10^{-5}	0.0003	9.8×10^{-5}	
Étage 4	4×10^{-6}	2×10^{-5}	2×10^{-5}	0	3.06	0	1.7×10^{-5}	8.5×10^{-5}	7.5×10^{-5}	0.0004	1.3×10^{-4}	
Étage 5	5×10^{-6}	2×10^{-5}	2×10^{-5}	5×10^{-6}	3.06	1.63×10^{-6}	1.9×10^{-5}	9.5×10^{-5}	8.5×10^{-5}	0.0004	1.3×10^{-4}	
Étage 6	5×10^{-6}	2.5×10^{-5}	2×10^{-5}	0	3.06	0	2.1×10^{-5}	1.05×10^{-5}	9.5×10^{-5}	0.0005	1.63×10^{-4}	
Étage 7	5×10^{-6}	2.5×10^{-5}	2.5×10^{-5}	0	3.06	0	2.2×10^{-5}	1.1×10^{-3}	1.05×10^{-5}	0.0005	1.63×10^{-4}	
Étage 8	6×10^{-6}	3×10^{-5}	2.5×10^{-5}	5×10^{-6}	3.06	1.63×10^{-6}	2.3×10^{-5}	1.15×10^{-4}	1.1×10^{-3}	5×10^{-6}	1.63×10^{-6}	
Étage 9	4×10^{-6}	2×10^{-5}	3×10^{-5}	1×10^{-5}	3.06	3.26×10^{-6}	2.4×10^{-5}	1.2×10^{-4}	1.15×10^{-4}	5×10^{-5}	1.63×10^{-6}	

Le déplacement est petit parce que notre structure est rigide .

IV.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) : (article 5.9) RPA99/2003

1. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du deuxième ordre (ou effet P-Δ) Les effets de second d'ordre (P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : hauteur de l'étage "k".

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

- Si $0.1 < \theta_k < 0.2$: les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en Amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $1 / (1 - \theta_k)$

- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau IV.7. Vérification à l'effet P-Δ

Niveaux	h _k (m)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k (m)	V _k (KN)	θ	Δ _k (m)	V _k (KN)	θ
Entre sol 3	2.89	6160.89	1.01×10 ⁻⁷	2543.7733	8.43×10 ⁻⁶	0.0001	2526.29	0.0008
Entre sol 2	2.89	56132.74	3.98×10 ⁻⁶	1823.26	1.61×10 ⁻³	0.0001	1205.838	0.0016
Entre sol 1	3.06	51210.49	5×10 ⁻⁶	1444.29	3.6×10 ⁻³	0.0002	916.1772	0.0036
RDC	4.08	46586.23	0	2341.386	9.8×10 ⁻⁴	0.0002	2312.969	0.00098
Étage 1	3.06	40803.63	5×10 ⁻⁶	2184.111	1.2×10 ⁻³	0.0002	2158.541	0.00123
Étage 2	3.06	36069.96	5×10 ⁻⁶	2032.24	1.7×10 ⁻³	0.0003	2017.237	0.00175
Étage 3	3.06	31397.91	0	1871.0992	1.6×10 ⁻³	0.0003	1859.684	0.0016
Étage 4	3.06	26923.23	0	1705.92	2×10 ⁻³	0.0004	1699.68	0.0020
Étage 5	3.06	22264.1	5×10 ⁻⁶	1391.62	1.92×10 ⁻³	0.0004	1527.622	0.00192
Étage 6	3.06	18096.07	0	1323.253	2.2×10 ⁻³	0.0005	1335.306	0.0022
Étage 7	3.06	13739.87	0	1089.35	2×10 ⁻³	0.0005	1106.39	0.0020
Étage 8	3.06	9486.965	5×10 ⁻⁶	818.085	1.8×10 ⁻⁵	5×10 ⁻⁶	856.9376	1.80×10 ⁻⁵
Étage 9	3.06	5234.058	1×10 ⁻⁵	514.688	1.37×10 ⁻⁵	5×10 ⁻⁵	622.361	1.37×10 ⁻⁵

Remarque : la condition $\theta_k \leq 0.1$ est satisfaite donc l'effet (P-Δ) n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets de second d'ordre peuvent être négligés

IV.4.7 vérification de la résultante de la force sismique

Selon **RPA99/2003 (article 4.3.6)**, la résultante des forces sismique à la base obtenue par la Combinaison des valeurs modale ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante de force sismique Déterminées par la méthode statique équivalente.

Tableau IV.8. Vérification de l'effort tranchant à la base

Résultante des forces sismique	V dyn(KN)	0.8×V stat(KN)	Observation
Sens x -x	2545.74	2544.9174	vérifiée
Sens y-y	2526.88	2526.739	vérifiée

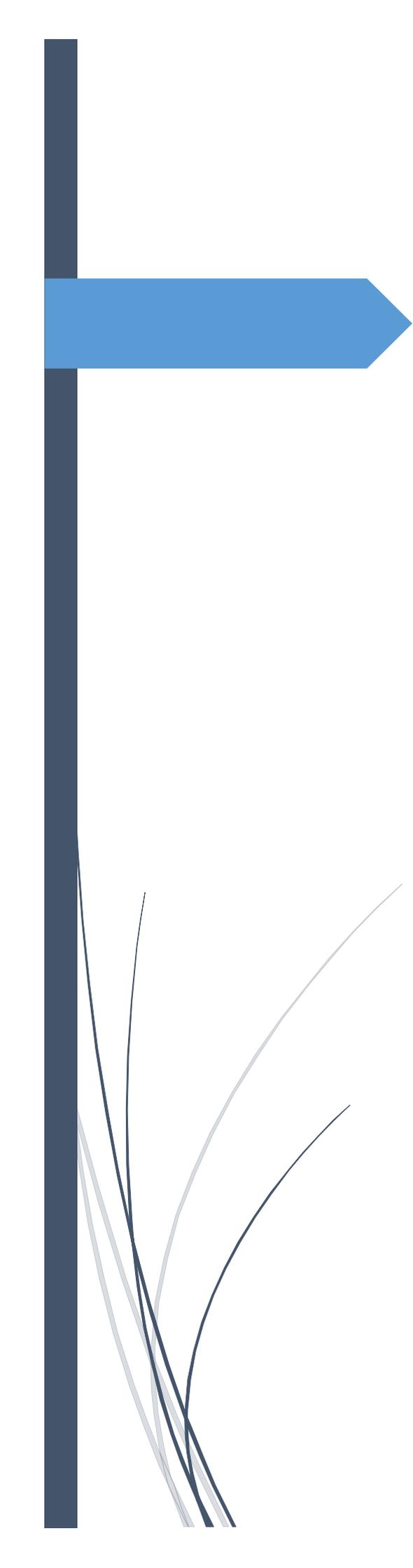
Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des élément structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées le **RPA99/2003**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Dimensions finales des éléments structuraux.

Niveaux	Poteaux (cm ²)	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)	Les voiles (cm)
Entre sol 3 et 2	75×75	45×50	40×45	20
Entre sol 1 et RDC	65×65			
Étage 1 et 2	60×60			
Étage 3 et 4	55×55			
Étage 5 et 6	50×50			
Étage 7 et 8	45×45			
Étage 9	45×45			



Chapitre V

Etude des éléments principaux

V.1. Introduction

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferraillé) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. Étude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , T) on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS 16.2**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q\pm E$
- 4). $0.8G\pm E$

V.2.1. Ferraillage

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_1$ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à

s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_t)$ en zone nodale,

– $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

V. 2.2. Calcul du ferrailage

Dans le but d'optimiser le ferrailage des poutres, les calculs sont envisagés pour chaque niveau de la bâtisse, le ferrailage des poutres principales et secondaires sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Niveaux	Type de poutre	section	localisation	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entre sol 3	Poutre principale	45 × 50	Appuis	-135.83	137.64	8.63	11.25	12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
			Travée	131.11		8.32			12.06
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	-123.91	92.96	8.92	9	9.24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
			Travée	80.79		5.70			9.24

Entre sol 2	Poutre principale	45 × 50	Appuis	-145.05	167.78	9.24	11.25	12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
			Travée	165.48		10.61		12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	-168.14	117.44	12.36	9	12.81	3HA12(filante)+ 3HA20(chapeaux).
			Travée	125.42		9.03		12.81	3HA12(filante)+ 3HA20(chapeaux).
Entre sol 1	Poutre principale	45 × 50	Appuis	-222.20	214.21	14.54	11.25	15.45	3HA16(filante)+ 3HA20(chapeaux).
			Travée	227.22		14.87		15.45	3HA16(filante)+ 3HA20(chapeaux).
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	-220.24	144.41	16.61	9	18.85	3HA20(filante)+ 3HA20(chapeaux).
			Travée	168.31		12.37		12.81	3HA20(filante)+ 3HA12(chapeaux).
RDC	Poutre principale	45 × 50	Appuis	-254.53	233.33	16.81	11.25	18.85	3HA20(filante)+ 3HA20(chapeaux).
			Travée	248.75		16.39		18.85	3HA20(filante)+ 3HA20(chapeaux).
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	-249.07	165.34	19.09	9	19.35	3HA14(filante)+ 3HA25(chapeaux).
			Travée	185.99		13.81		19.35	3HA14(filante)+ 3HA25(chapeaux).
1 étage	Poutre principale	45 × 50	Appuis	-195.20	182.58	12.63	11.25	12.81	3HA12(filante)+ 3HA20(chapeaux).
			Travée	185.04		11.95		12.81	3HA12(filante)+ 3HA20(chapeaux).
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	-232.41	149.60	17.67	9	18.85	3HA20(filante)+ 3HA20(chapeaux).
			Travée	167.33		12.30		12.81	3HA20(filante)+ 3HA12(chapeaux).
2 étage	Poutre principale	45 × 50	Appuis	-172.44	162.48	11.08	11.25	12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
			Travée	172.01		11.06		12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	-221.99	147.44	16.74	9	18.85	3HA20(filante)+ 3HA20(chapeaux).
			Travée	154.38		11.26		12.81	3HA20(filante)+ 3HA12(chapeaux).
3 étage	Poutre principale	45 × 50	Appuis	-168.42	145.52	10.83	11.25	12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
			Travée	149.16		9.52		12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
	Poutre	40 ×	Appuis	-211.75	140.60	15.93		18.85	3HA20(filante)+ 3HA20(chapeaux).

	secondaire	45	Travée	136.34		9.87	9	12.81	3HA20(filante)+ 3HA12(chapeaux).
4 étage	Poutre principale	45 × 50	Appuis	-167.06	129.28	10.72	11.25	12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
			Travée	132.69		8.44		12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	-197.85	132.47	14.77	9	15.45	3HA16(filante)+ 3HA20(chapeaux).
			Travée	122.08		8.79		12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
5 étage	Poutre principale	45 × 50	Appuis	-164.75	119.47	10.57	11.25	12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
			Travée	109.62		6.92		12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	-183.88	123.80	13.62	9	14.04	3HA14(filante)+ 3HA20(chapeaux).
			Travée	108.31		7.74		9.24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
6 étage	Poutre principale	45 × 50	Appuis	-158.09	112.71	10.12	11.25	12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
			Travée	96.02		6.04		12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	-165.89	113.52	12.19	9	14.04	3HA14(filante)+ 3HA20(chapeaux).
			Travée	92.59		6.59		9.24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
7 étage	Poutre principale	45 × 50	Appuis	-148.11	112.85	9.46	11.25	12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
			Travée	80.90		5.05		12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	-145.04	101.10	10.55	9	10.65	3HA14(filante)+ 3HA16(chapeaux).
			Travée	73.71		5.19		9.24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
8 étage	Poutre principale	45 × 50	Appuis	-137.90	116.56	8.88	11.25	12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
			Travée	75.10		4.72		12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
	Poutre secondaire	40 × 45	Appuis	-122.48	90.37	8.82	9	9.24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
			Travée	60.82		4.26		9.24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
9 étage	Poutre principale	45 × 50	Appuis	-107.39	120.63	6.84	11.25	12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
			Travée	100.02		6.34		12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).

	Poutre secondaire	40× 45	Appuis	-96.99	97.63	6.90	9	9.24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
			Travée	62.12		4.39			9.24
Cage D'escalier	Poutre principale	45× 50	Appuis	-52.55	46.83	3.28	11.25	12.06	3HA16(filante)+ 3HA16(chapeaux).
			Travée	23.32		1.65			12.06
	Poutre secondaire	40× 45	Appuis	-60.24	58.52	4.22	9	9.24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
			Travée	31.35		2.18			9.24

➤ **Pourcentage minimale des armatures longitudinales**

$$A_{min} = 0.5\% \ b \times h = 0.005 \times 45 \times 50 = 11.25 \text{ cm}^2 \text{ (PP)}$$

$$A_{min} = 0.5\% \ b \times h = 0.005 \times 40 \times 45 = 9 \text{ cm}^2 \text{ (PS)}$$

➤ **Armatures transversales**

▪ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin} \frac{h}{35}; \frac{h}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min (12 ; 14,29 ; 50) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min (12 ; 12,86 ; 45) \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (45 \times 50) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (40 \times 45) \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier) pour toutes les poutres.

▪ **Calcul des espacements St**

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

$$\text{En zone nodale : } St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_t^{min} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{En zone courantes : } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St = 20 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } St = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales**

$$\text{On a } A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 2.40 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Vérifiée}$$

▪ **Calcul des longueurs de recouvrement**

$$\text{Pour } \phi = 25 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2.5 = 100 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 105 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 85 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 65 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 50 \text{ cm.}$$

➤ **Vérifications nécessaires**

▪ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

En zone de recouvrement : $A_{max} = 4\%(b \times h)$

- ✓ Poutres principales : $A_{max} = 90 \text{ cm}^2 > A^{\text{cal}} \dots \dots$ Vérifiée.
- ✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2 > A^{\text{cal}} \dots \dots$ Vérifiée.

En zone courante : $A_{max} = 6\%(b \times h)$

- ✓ Poutres principales : $A_{max} = 135 \text{ cm}^2 > A^{\text{cal}} \dots \dots$ Vérifiée.
- ✓ Poutres secondaires : $A_{max} = 108 \text{ cm}^2 > A^{\text{cal}} \dots \dots$ Vérifiée.

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

▪ **Vérifications à l'ELU**

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{cal}} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } A^{\min} = 2,55 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires } A^{\min} = 2,03 \text{ cm}^2 \end{cases} \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes tangentielles

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = V_u / (b \cdot d) \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \quad (F. P. N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (Mpa)	τ_{Adm} (Mpa)	Observation
Principales	233.33	1.152	3.33	Vérifiée
Secondaires	165.34	1.021	3.33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement

Pour les appuis de rives : $A_l \geq A_l^{\text{rive}} = V^{\text{max}} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires : $A_l \geq A_l^{\text{inter}} = (V^{\text{max}} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	18.85	233.33	-254.53	6.71	-10.59	Vérifiée
Secondaires	19.35	165.34	-249.07	4.75	-14.19	Vérifiée

▪ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton.
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

Etat limite de compression du béton

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

Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes(Mpa)		Obser
						σ	σ̄	
Principales	Appui	99.58	12.06	15.83	235259	6.70	15	Vérifiée
	Travée	72.20	12.06	15.83	235259	4.90	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	66.50	9.24	13.94	145247	6.40	15	Vérifiée
	Travée	46.31	9.24	13.94	145247	4.40	15	Vérifiée

▪ **Vérification de l'état limite de déformation**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1) \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad 3) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL (Art B.6.5)}$$

Tableau V.5. Vérification de la flèche pour les poutres.

	h _t (cm)	b (cm)	L (cm)	A _s (cm ²)	h _t /l	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	4.2/f _e	1 ^{ère} cond	2 ^{ème} cond	3 ^{ème} cond
PP	50	45	5.30	12.06	0.094	0.026	0.0057	0.01	obs	obs	obs
PS	45	40	5.05	9.24	0.089	0.029	0.0055	0.01	obs	obs	obs

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

Schéma de ferrailage : Les schémas de ferrailage sont présentés en **ANNEXE 6.1**.

V.3. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel (ETABS 2016) dans l'ordre suivant :

- 1) $G + Q$
- 2) $1.35G + 1.5Q$
- 3) $0.8G + E$
- 4) $0.8G - E$
- 5) $G + Q + E$
- 6) $G + Q - E$

RPA99/03

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{corr}$)

2. ($N_{\min} \rightarrow M_{corr}$)

3. ($M_{\max} \rightarrow N_{corr}$)

V.3.1. Recommandations du RPA99/03 (Article 7.4.2.1)

a) - Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- 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 :
 - 25 cm en zone IIa- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure V.1**

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau

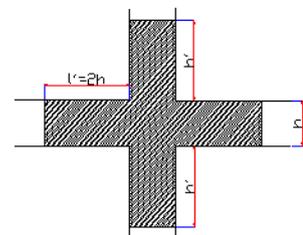


Figure V.1 : Zone nodale

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

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 ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- **Dans la zone courante** $t' \leq 15\phi_l$ en zone IIa

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.3.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ETABS 16.2**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après

Tableau V.6. Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	<i>Nmax</i> → <i>Mcor</i>		<i>Mmax</i> → <i>Ncor</i>		<i>Nmin</i> → <i>Mcor</i>	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Entre Sol 3	4297.53	10.31	275.94	2938.25	77.19	60.79
Entre Sol 2	3633.0745	39.01	198.87	2101.26	8.57	61.24
Entre Sol 1	3192.95	16.61	171.02	1891.28	-19.48	40.88
RDC	3003.88	8.93	225.78	1914.27	113.37	31.63
1 ^{er} étage	2567.70	31.50	195.14	1611.64	118.76	42.54
2 ^{ème} étage	2279.52	15.33	164.46	1402.47	114.96	47.72
3 ^{ème} étage	1976.50	20.08	136.08	1069.30	122.55	40.15
4 ^{ème} étage	1687.47	21.68	147.12	895.72	124.16	38.15
5 ^{ème} étage	1403.31	16.57	113.58	729.56	103.22	11.18
6 ^{ème} étage	1128.04	18.41	117.17	575.35	164.18	57.87
7 ^{ème} étage	856.02	14.16	81.30	539.53	2.90	16.45
8 ^{ème} étage	588.79	14.33	74.94	290.46	55.18	7.06
9 ^{ème} étage	410.42	38.71	90.80	151.46	51.86	22.51
TI	233.77	18.87	43.13	184.51	2.04	7.80

(+) compression.

(-) traction.

V.3.3. Ferrailage des poteaux

V.3.3.1. Les armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

– **Exemple de calcul :**

Soit à calculer les poteaux rectangulaires le plus sollicité de l'Entre Sol 3, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 4297.53 \text{ KN}$ $\rightarrow M_{cor} = 10.31 \text{ KN.m}$
- $M_{max} = 275.94 \text{ KN.m}$ $\rightarrow N_{cor} = 2938.25 \text{ KN}$
- $N_{min} = 77.19 \text{ KN}$ $\rightarrow M_{cor} = 60.79 \text{ KN.m}$

Soit le poteau de l'entre sol 3 (75×75) cm^2 :

$b = 75 \text{ cm}$; $h = 75 \text{ cm}$; $d = 70 \text{ cm}$; $d' = 5 \text{ cm}$

$\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ \Rightarrow combinaison durable.

acier Fe E400 $f_{bu} = 18,47 \text{ MPa}$ \Rightarrow combinaison accidentale.

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor}

$d = 0.70 \text{ m}$; $d' = 0.05 \text{ m}$

$N = 4297.53 \text{ KN}$ (traction)

$M = 10.31 \text{ KN.m}$ $\Rightarrow e_G = M/N = 0.24 \text{ cm}$

$e_G < h/2 = 75/2 = 37.5 \text{ cm}$

\Rightarrow Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots (I)$

$MA = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 10.31 + 4297.53 \times (0.70 - 0.375) = 1407.01 \text{ KN.m}$

$(I) \Rightarrow 4297.53 \times 10^{-3} \times (0.70 - 0.05) - 1407.01 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.05) \times 0.75^2 \times 14.2$

$(I) \Rightarrow 1.386 \leq 1.695$ non vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{MA}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1407.01 \times 10^{-3}}{0,75 \times 0,70^2 \times 14,2} = 0.27$$

$$\mu_{bu} = 0.27 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,27}) = 0.402$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.70 \times (1 - 0.4 \times 0.402) = 0.587m$$

$$A_1 = \frac{MA}{Z \times f_{st}} = \frac{1407.01 \times 10^{-3}}{0,587 \times 348} = 68.88cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -54.61cm < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ (pas besoin de ferrailage).}$$

b) Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$$M_{max} = 275.94KN.m \quad , \quad N_{cor} = 2938.25KN \quad \Rightarrow e_G = 0.094m < h/2 = 0.375m$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$(I) \Rightarrow 0.679 < 2.205 \text{ non vérifiée} \quad \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$MA = 1230.87KN.m \Rightarrow \mu_{bu} = 0.181 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas besoin de ferrailage).}$$

$$\alpha = 0.25 \rightarrow z = 0.63m \rightarrow A_1 = 56.14 cm^2 \Rightarrow A = -28.29cm^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ (pas besoin de ferrailage).}$$

c) Calcul sou N_{min} et M_{cor}

$$N_{min} = 77.19KN, \quad M_{cor} = 60.79KN.m \quad \Rightarrow e_G = 0.79m > h/2 = 0.375m$$

$\Rightarrow C$ à l'extérieur de la section

$$(I) \Rightarrow -0.036 < 2.205 \text{ non vérifiée} \quad \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$MA = 85.88KN.m \Rightarrow \mu_{bu} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas besoin de ferrailage).}$$

$$\alpha = 0.016 \rightarrow z = 0.695m \rightarrow A_1 = 3.55 cm^2 \Rightarrow A = 1.33cm^2$$

$$A_{min} (RPA) = 45cm^2.$$

Donc le poteau sera ferrailé avec : $\max (A, A', A (BAEL), A(RPA))$.

$$\text{Donc } A = 45 cm^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.7.Ferrailage des poteaux.

Niveau	Sections	A_{RPA} (cm ²)	Acalculé/ face (cm ²)	Aadop (cm ²)	Barres
Entre Sol 3	75×75	45	1,33	45,43	8HA25+4HA14
Entre Sol 2	75×75	45	2,08	45,43	8HA25+4HA14
Entre Sol 1	65×65	33,8	1,45	37,70	12HA20
RDC	65×65	33,8	0,20	37,70	12HA20
1 ^{er} étage	60×60	28,8	0,35	29,65	8HA20+4HA12
2 ^{ème} étage	60×60	28,8	0,64	29,65	8HA20+4HA12
3 ^{ème} étage	55×55	24,2	0,37	24,89	4HA20+8HA14
4 ^{ème} étage	55×55	24,2	0,24	24,89	4HA20+8HA14
5 ^{ème} étage	50×50	20	0,80	24,13	12HA16
6 ^{ème} étage	50×50	20	1,06	24,13	12HA16
7 ^{ème} étage	45×45	16,2	0,99	18,47	12HA14
8 ^{ème} étage	45×45	16,2	0,30	18,47	12HA14
9 ^{ème} étage	45×45	16,2	0,70	18,47	12HA14
TI	45×45	16,2	0,46	18,47	12HA14

V.3.3.2. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.8 : Calcul des armatures transversales.

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} Cm	Vu (KN)	lr cm	t zone nodale	t zone courante	λ_g	ρ_a	At (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	A_t^{adop} (cm ²)	Barres
75×75	1,4	118,01	100	10	15	2,28	3,75	2,21	6	6.28	8HA10
75×75	1,4	121,42	100	10	15	2,28	3,75	2,28	6	6.28	8HA10
65×65	2	152,2	100	10	15	2,81	3,75	3,29	5.2	6.28	8HA10
65×65	2	106,61	100	10	15	3,91	3,75	2,31	3.575	4.71	6HA10

60×60	1,2	127,45	80	10	15	3,05	3,75	2,99	3.3	4.71	6HA10
60×60	1,2	114,94	80	10	15	3,05	3,75	2,69	3.3	4.71	6HA10
55×55	1,4	93,97	80	10	15	3,32	3,75	2,40	3.025	3.14	4HA10
55×55	1,4	100,34	80	10	15	3,32	3,75	2,57	3.025	3.14	4HA10
50×50	1,6	78,21	64	10	15	3,65	3,75	2,20	2.75	3.02	6HA8
50×50	1,6	80,19	64	10	15	3,65	3,75	2,26	2.75	3.02	6HA8
45×45	1,4	57,29	56	10	15	4,06	3,75	1,79	2.475	3.02	6HA8
45×45	1,4	49,65	56	10	15	4,06	3,75	1,55	2.475	3.02	6HA8
45×45	1,4	68,21	56	10	15	4,06	3,75	2,13	2.475	3.02	6HA8
45×45	1,4	27,35	56	10	15	4,06	3,75	0,85	2.475	3.02	6HA8

V.3.4. Vérifications

a). Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.
- Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élancement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{pour les sections rectangulaires.} \\ \text{pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$$\lambda = 4 \times l_f / f$$

l_f = longueur de flambement.

La vérification au flambement de différents poteaux sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Entre Sol 3	75×75	289,0	167,3	7,727	0,842	42,632	5329	8,319	4,727	<i>vérifiée</i>
Entre Sol 2	75×75	289,0	167,3	7,727	0,842	42,632	5329	8,319	3,996	<i>vérifiée</i>
Entre Sol 1	65×65	306,0	179,2	9,550	0,838	31,752	3969	6,165	3,512	<i>vérifiée</i>
RDC	65×65	408,0	250,6	13,355	0,826	31,752	3969	6,079	3,304	<i>vérifiée</i>
1 ^{er} étage	60×60	306,0	179,2	10,346	0,835	26,912	3364	5,212	2,824	<i>vérifiée</i>
2 ^{ème} étage	60×60	306,0	179,2	10,346	0,835	26,912	3364	5,212	2,507	<i>vérifiée</i>
3 ^{ème} étage	55×55	306,0	179,2	11,287	0,833	22,472	2809	4,338	2,174	<i>vérifiée</i>
4 ^{ème} étage	55×55	306,0	179,2	11,287	0,833	22,472	2809	4,338	1,856	<i>vérifiée</i>
5 ^{ème} étage	50×50	306,0	179,2	12,415	0,829	18,432	2304	3,543	1,544	<i>vérifiée</i>
6 ^{ème} étage	50×50	306,0	179,2	12,415	0,829	18,432	2304	3,543	1,241	<i>vérifiée</i>
7 ^{ème} étage	45×45	306,0	179,2	13,795	0,824	14,792	1849	2,827	0,942	<i>vérifiée</i>
8 ^{ème} étage	45×45	306,0	179,2	13,795	0,824	14,792	1849	2,827	0,648	<i>vérifiée</i>
9 ^{ème} étage	45×45	306,0	179,2	13,795	0,824	14,792	1849	2,827	0,451	<i>vérifiée</i>
TI	45×45	306,0	179,2	13,795	0,824	14,792	1849	2,827	0,257	<i>vérifiée</i>

b) Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\text{chaque niveau.} \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v-d)^2 + 15 \times A_s \times (d-v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d-v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

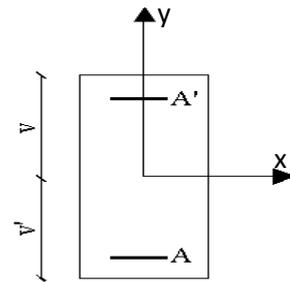


Figure V.2. Section d'un poteau.

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.10. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveau	Entre sol 3	Entre sol 3	Entre sol 3	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage	TI
Section (cm ²)	75x75	75x75	65x65	65x65	60x60	60x60	55x55	55x55	50x50	50x50	45x45	45x45	45x45	45x45
d (cm)	70	70	60	60	55	55	50	50	45	45	40	40	40	40
As (cm ²)	42,632	42,632	31,752	31,752	26,912	26,912	22,472	22,472	18,432	18,432	14,792	14,792	14,792	14,792
V (cm)	74.460	74.460	64.410	64.410	59.450	59.450	54.451	54.451	49.368	49.368	44.398	44.398	44.398	44.398
V'(cm)	0.540	0.540	0.590	0.590	0.550	0.550	0.549	0.549	0.632	0.632	0.602	0.602	0.602	0.602
I _{gg} (m ⁴)	0.1033	0.1033	0.0580	0.0580	0.0421	0.0421	0.0297	0.0297	0.0201	0.0201	0.0132	0.0132	0.0132	0.0132
N ^{ser} (MN)	3.1119	2.6325	2.3135	2.1762	1.8653	1.6548	1.4348	1.2251	1.0188	0.8191	0.6217	0.4279	0.2998	0.1709
M ^{ser} (MN.m)	0.0074	0.0281	0.0119	0.0067	0.0221	0.0111	0.0141	0.0152	0.0116	0.0128	0.0098	0.0099	0.0281	0.0137
σ _{bc1} (MPa)	4.988	4.376	4.962	4.617	4.924	4.248	4.481	3.885	3.845	3.177	3.033	2.194	2.248	1.203
σ _{bc2} (MPa)	4.934	4.173	4.828	4.542	4.609	4.091	4.219	3.602	3.556	2.858	2.696	1.854	1.289	0.736
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Obs	vérifié e	vérifié e	vérifié e	vérifié e	vérifié e	Vérifié e	vérifié e	vérifié e	vérifié e	vérifié e	vérifié e	vérifié e	vérifiée e	vérifiée e

c). Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

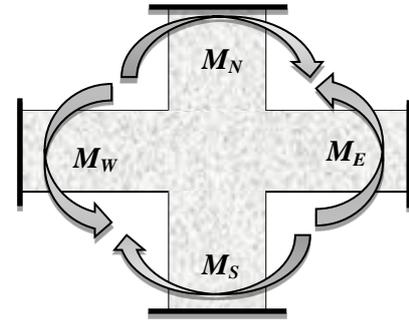
Tableau V.11. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (m)	λ	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Entre Sol 3	75×75	1.71	2,28	0,040	70	118,01	0,233	1	<i>vérifiée</i>
Entre Sol 2	75×75	1.71	2,28	0,040	70	121,42	0,240	1	<i>vérifiée</i>
Entre Sol 1	65×65	1.83	2,81	0,040	60	152,2	0,400	1	<i>vérifiée</i>
RDC	65×65	2.54	3,91	0,040	60	106,61	0,280	1	<i>vérifiée</i>
1 ^{er} étage	60×60	1.83	3,05	0,040	55	127,45	0,393	1	<i>vérifiée</i>
2 ^{ème} étage	60×60	1.83	3,05	0,040	55	114,94	0,355	1	<i>vérifiée</i>
3 ^{ème} étage	55×55	1.83	3,32	0,040	50	93,97	0,345	1	<i>vérifiée</i>
4 ^{ème} étage	55×55	1.83	3,32	0,040	50	100,34	0,369	1	<i>vérifiée</i>
5 ^{ème} étage	50×50	1.83	3,65	0,040	45	78,21	0,348	1	<i>vérifiée</i>
6 ^{ème} étage	50×50	1.83	3,65	0,040	45	80,19	0,356	1	<i>vérifiée</i>
7 ^{ème} étage	45×45	1.86	4,06	0,040	40	57,3	0,314	1	<i>vérifiée</i>
8 ^{ème} étage	45×45	1.83	4,06	0,040	40	49,65	0,272	1	<i>vérifiée</i>
9 ^{ème} étage	45×45	1.83	4,06	0,040	40	68,21	0,374	1	<i>vérifiée</i>
TI	45×45	1.83	4,06	0,040	40	27,35	0,150	1	<i>vérifiée</i>

d). Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

**d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.12. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm^2)	Z (cm)	A_s (cm^2)	M_R (KN.m)
Entre Sol 3	75×75	67,5	45,43	1067,15
Entre Sol 2	75×75	67,5	45,43	1067,15
Entre Sol 1	65×65	58,5	37,7	767,50
RDC	65×65	58,5	37,7	767,50
1 ^{er} étage	60×60	54	29,65	557,18
2 ^{ème} étage	60×60	54	29,65	557,18
3 ^{ème} étage	55×55	49,5	24,89	428,76
4 ^{ème} étage	55×55	49,5	24,89	428,76

5 ^{ème} étage	50×50	45	24,13	377,88
6 ^{ème} étage	50×50	45	24,13	377,88
7 ^{ème} étage	45×45	40,5	18,47	260,32
8 ^{ème} étage	45×45	40,5	18,47	260,32
9 ^{ème} étage	45×45	40,5	18,47	260,32
TI	45×45	40,5	18,47	260,32

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.13. Moments résistants dans les poutres principales.

Niveau	h (m)	z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (kn.m)
Entre sol 3	0,50	45,00	12,06	188,77
Entre sol 2	0,50	45,00	12,06	188,77
Entre sol 1	0,50	45,00	15,45	241,83
RDC	0,50	45,00	18,85	295,04
1 ^{er} étage	0,50	45,00	12,81	200,50
2 ^{ème} étage	0,50	45,00	12,06	188,77
3 ^{ème} étage	0,50	45,00	12,06	188,77
4 ^{ème} étage	0,50	45,00	12,06	188,77
5 ^{ème} étage	0,50	45,00	12,06	188,77
6 ^{ème} étage	0,50	45,00	12,06	188,77
7 ^{ème} étage	0,50	45,00	12,06	188,77
8 ^{ème} étage	0,50	45,00	12,06	188,77
9 ^{ème} étage	0,50	45,00	12,06	188,77
TI	0,50	45,00	12,06	188,77

Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveau	h (m)	z (cm)	A_s (cm ²)	M_R (kn.m)
Entre sol 3	0,45	40,50	9,24	130,16
Entre sol 2	0,45	40,50	12,81	180,45
Entre sol 1	0,45	40,50	18,45	259,90
RDC	0,45	40,50	19,35	272,58
1 ^{er} étage	0,45	40,50	18,85	265,54
2 ^{ème} étage	0,45	40,50	18,85	265,54
3 ^{ème} étage	0,45	40,50	18,85	265,54
4 ^{ème} étage	0,45	40,50	15,45	217,64
5 ^{ème} étage	0,45	40,50	14,04	197,78
6 ^{ème} étage	0,45	40,50	14,04	197,78
7 ^{ème} étage	0,45	40,50	10,65	150,03
8 ^{ème} étage	0,45	40,50	9,24	130,16
9 ^{ème} étage	0,45	40,50	9,24	130,16
TI	0,45	40,50	9,24	130,16

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15. Vérification des zones nodales selon le sens principal.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Entre sol 3	1066,62	1066,62	2133,23	188,77	188,77	471,91	Vérifiée
Entre sol 2	241,83	1066,62	1308,44	188,77	188,77	471,91	Vérifiée
Entre sol 1	767,11	767,11	1534,23	241,83	241,83	604,57	Vérifiée
RDC	556,90	767,11	1324,02	295,04	295,04	737,61	Vérifiée
1 ^{er} étage	556,90	556,90	1113,81	200,50	200,50	501,26	Vérifiée
2 ^{ème} étage	428,54	556,90	985,45	188,77	188,77	471,91	Vérifiée
3 ^{ème} étage	428,54	428,54	857,08	188,77	188,77	471,91	Vérifiée
4 ^{ème} étage	377,69	428,54	806,23	188,77	188,77	471,91	Vérifiée
5 ^{ème} étage	377,69	377,69	755,37	188,77	188,77	471,91	Vérifiée
6 ^{ème} étage	260,19	377,69	637,87	188,77	188,77	471,91	Vérifiée

7 ^{ème} étage	260,19	260,19	520,37	188,77	188,77	471,91	Vérifiée
8 ^{ème} étage	260,19	260,19	520,37	188,77	188,77	471,91	Vérifiée
9 ^{ème} étage	260,19	260,19	520,37	188,77	188,77	471,91	Vérifiée
TI	260,19	260,19	260,19	188,77	188,77	471,91	Vérifiée

Tableau V.16. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Entre sol 3	1066,62	1066,62	2133,23	130,16	130,16	325,41	Vérifiée
Entre sol 2	259,90	1066,62	1326,52	180,45	180,45	451,13	Vérifiée
Entre sol 1	767,11	767,11	1534,23	259,90	259,90	649,76	Vérifiée
RDC	556,90	767,11	1324,02	272,58	272,58	681,46	Vérifiée
1 ^{er} étage	556,90	556,90	1113,81	265,54	265,54	663,85	Vérifiée
2 ^{ème} étage	428,54	556,90	985,45	265,54	265,54	663,85	Vérifiée
3 ^{ème} étage	428,54	428,54	857,08	265,54	265,54	663,85	Vérifiée
4 ^{ème} étage	377,69	428,54	806,23	217,64	217,64	544,11	Vérifiée
5 ^{ème} étage	377,69	377,69	755,37	197,78	197,78	494,45	Vérifiée
6 ^{ème} étage	260,19	377,69	637,87	197,78	197,78	494,45	Vérifiée
7 ^{ème} étage	260,19	260,19	520,37	150,03	150,03	375,07	Vérifiée
8 ^{ème} étage	260,19	260,19	520,37	130,16	130,16	325,41	Vérifiée
9 ^{ème} étage	260,19	260,19	520,37	130,16	130,16	325,41	Vérifiée
TI	260,19	260,19	260,19	130,16	130,16	325,41	Vérifiée

Conclusion : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Schéma de ferrailage : Les schémas de ferrailage sont présentés en **ANNEXE 6.2**.

V.4. Études des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement exigés pour toute structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa. Selon le **RPA99 version 2003 (Art.3.4. A.1.a)**, caractérisée par ces dimensions : épaisseur « e », longueur « L » et sa hauteur « h ».

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

- Les voiles sont calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5QG+Q$
- $G+Q+E$ $G+Q-E$
- $0.8G+E$
- $0.8G-E$

Le ferrailage a adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A1$

$M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A2 \Rightarrow A = \max(A1, A2, A3)$

$N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A3$

V.4.1. Recommandation du RPA99 version 2003

- Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times lt \times e$

Tel que :

- lt : longueur de la zone tendue ;
- e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- Armatures Horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc elles doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

- **Armatures Transversales** : Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

Règles communes RPA99 version 2003 (art 7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est :
- $st \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à : - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1Vfe \text{ Avec } V = 1,4V_{\max}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.2. Sollicitation de calcul

Les sollicitations sont tirées à l'aide du logiciel ETABS2016 à partir des combinaisons les plus défavorables.

Tableau V.17. Sollicitations max de calcul dans les voiles V_{x1} , V_{x2} .

	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol 3 et 2	-1286.221	1.51	188.1438	-745.0182	-422.1977	187.14	203.54
entre sol 1 et RDC	-1343.402	4.9557	235.8637	-782.565	-429.153	232.5062	152.56
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	-1183.962	22.2247	142.5892	-625.2121	-359.8665	51.34	111.95
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	-1073.173	18.67	249.5208	-682.9063	-368.6909	57.34	166.8091
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	-858.042	20.09	195.4734	-319.772	-308.7855	48.9062	141.515
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	-577.0953	15.60	143.7095	-209.1368	-209.1368	143.7095	111.7949
9 ^{ème} étage	-184.68	27.207	54.99	-86.899	-38.35	40.66	33.15

Tableau V.18. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} , V_{y4} .

	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Entre sol 3 et 2	-1453.67	12.009	237.0892	-993.41	-358.0879	228.1404	225.23
entre sol 1 et RDC	-1267.327	65.2259	213.1363	-1227.44	-290.9819	137.6325	235.69
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	-1069.686	24.05	236.3718	-671.7892	-406.34	230.3082	144.92
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	-948.99	16.57	218.4082	-815.36	-322.315	204.2701	144.1021
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	-752.7808	0.032	173.5445	-239.7782	-239.7782	173.5448	127.9981
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	-501.691	4.33	120.6716	-4131.78	-131.78	120.6716	101.016
9 ^{ème} étage	-198.448	49.52	69.8334	-11.65	-11.65	69.8334	30.08

Tableau V.19. résultats de ferrillages des voiles V_{x1} , V_{x2} .

Niveaux	Entre sol 2 et 3	Entre sol 1 et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	1.2*0.2	1.2*0.2	1.2*0.2	1.2*0.2	1.2*0.2	1.2*0.2	1.2*0.2
N(KN)	-745.018	-782.56	-625.21	-319.772	-319.772	-209.13	-184.68
M(KN.m)	188.14	235.86	142.58	195.47	195.4734	143.709	27.20
V(KN)	203.54	152.56	111.956	166.809	141.515	111.974	33.15
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPA)	1.21	0.909	0.664	0.993	0.843	0.66	0.20
τ_{adm} (MPA)	5	5	5	5	5	5	5
A_v calculé /face (cm ²)	0	0	0	0	0	0	0
A_{vmin} /face (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
$A_{vadopté}$ /face (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
N_{barre} /face (cm ²)	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
S_t (cm)	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5	18.5
Lt(m)	0.48	0.485	0.483	0.482	0.48	0.482	0.48
A^{zt}_{min} (cm ²)	1.92	1.94	1.93	1.92	1.92	1.92	1.92
A_{ad} (cm ²)	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
Lc (m)	0.24	0.23	0.234	0.236	0.24	0.236	0.24
A^{zc}_{min} (cm ²)	0.48	0.46	0.468	0.472	0.48	0.472	0.48
A_d (cm ²)	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
S_t (cm)	10	10	10	10	10	10	10
$A_{hcalculé}$ (cm ²)	2.04	0.69	0.69	0.805	0.85	0.65	0.5
A_h (cm ²)	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48
A_h adopté (cm ²)	2.04	0.69	0.69	0.805	0.85	0.65	0.5
N_{barre} /face	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Tableau V.20. Résultats de ferrillages des voiles V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} , V_{y4} .

Niveaux	Entre sol 2 et 3	Entre sol 1 et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} étage
Section (m ²)	1.4*0.2	1.4*0.2	1.4*0.2	1.4*0.2	1.4*0.2	1.4*0.2	1.4*0.2
N(KN)	-358.087	-290.9819	-406.34	-322.315	-239.7782	-131.78	-11.65
M(KN.m)	228.140	137.6325	230.3082	204.2701	173.5448	120.6716	69.833
V(KN)	225.23	235.69	144.92	144.102	127.998	101.016	30.08
section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPA)	1.19	0.33	0.65	0.54	0.71	0.57	0.15

τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_v calculé /face (cm ²)	0	0	0	0	0	0	0
A_{vmin} /face (cm ²)	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
$A_{vadopté}$ /face (cm ²)	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2	4.2
N_{barre} /face (cm ²)	5HA12						
S_t (cm)	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5	23.5
L_t (m)	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53	0.53
A^{zt}_{min} (cm ²)	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12	2.12
A_{ad} (cm ²)	2HA12						
L_c (m)	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34
A^{zc}_{min} (cm ²)	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68
A_d (cm ²)	2HA12						
S_t (cm)	10	10	10	10	10	10	10
$A_{hcalculé}$ (cm ²)	2.23	0.618	1.2	1.01	1.33	1.01	0.81
A_h (cm ²)	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56
A_h adopté (cm ²)	2.23	0.618	1.2	1.01	1.33	1.01	0.81
N_{barre} /face	2HA12						
S_t (cm)	2	20	20	20	20	20	20

Schéma de ferrailage : Les schémas de ferrailage sont présentés en ANNEXE 6.3.

Conclusion :

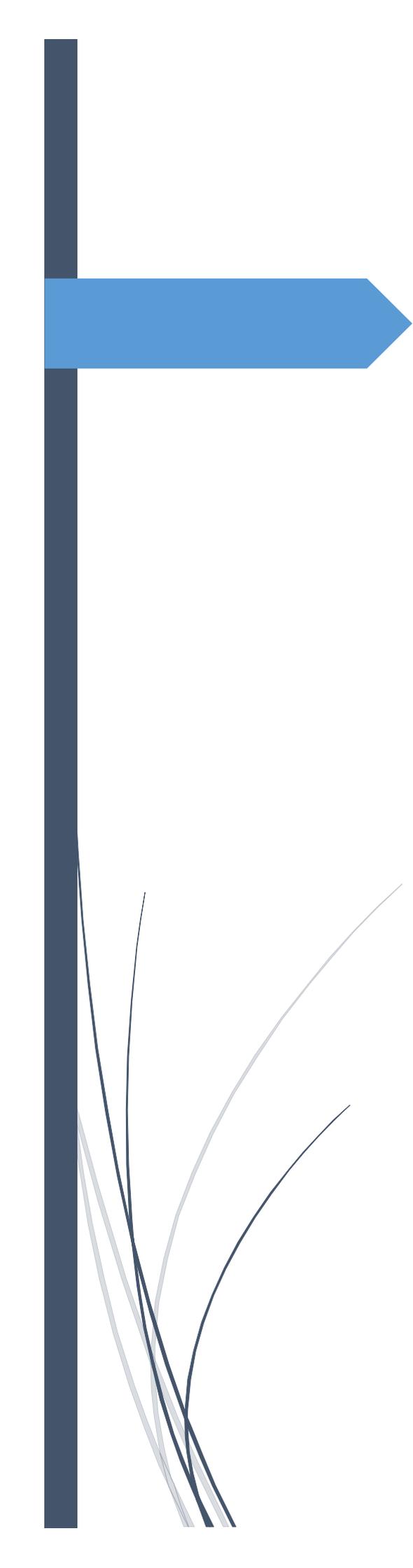
Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux.

Les poteaux ont été ferrailés avec le ferrailage maximum calculé avec les sollicitations données par le logiciel ETABS et celui donné par le RPA.

Les poutres quant à elles, ont été ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 2016.2.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée grâce aux sollicitations donnée par ETABS 2016.2.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et du BAEL.



Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectifs le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelle posés directement sur le sol : fondation superficielle) ou indirecte (semelle sur pieux : fondation profonds) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondations, Ont vérifié dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.1 Combinaison d'actions à considérer

D'après le **RPA 99**(article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$
- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$

VI.2.2 Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}^-$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicité.

N : l'effort normal agissant sur la semelle, obtenue par l'ETABS2016.2

S : surface d'appuis de la semelle

σ_{sol}^- : contrainte admissible du sol

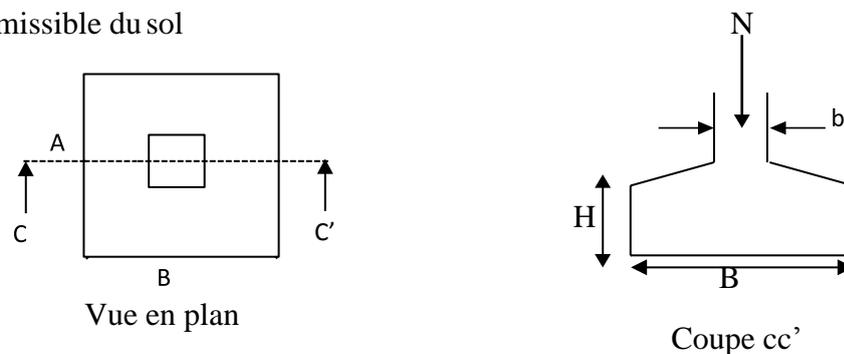


Figure VI.1. Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité à une section rectangulaire ($A \times B$) donc $S = A \times B$

$$N_s = 3111.9319 \text{ KN}, \quad \sigma_s = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$A \geq \sqrt{N / (\sigma_s)} \Leftrightarrow A \geq 3.94 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.3 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.2.3 vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous le portique N°2 (le plus sollicitée)

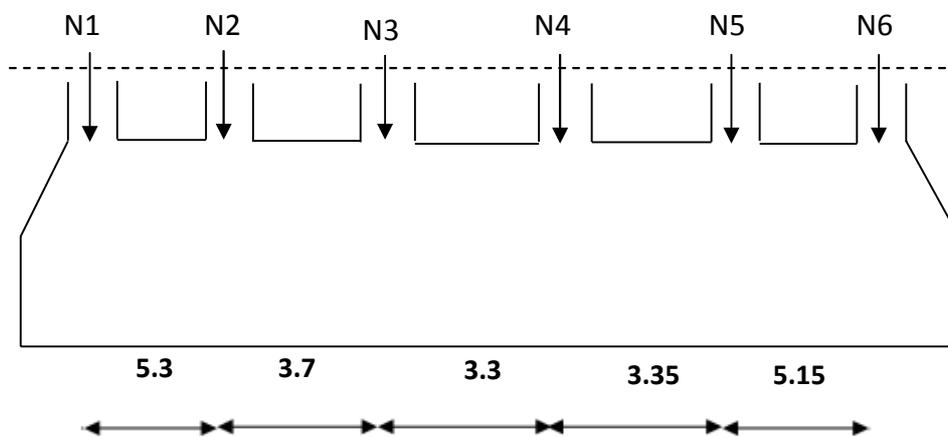


Figure VI.2. Schéma d'une Semelle filante.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ». (ELS)

$$N_1 = 2637.1662 \text{ KN}, \quad N_2 = 3111.9319 \text{ KN}, \quad N_3 = 2259.7445 \text{ KN}, \quad N_4 = 2229.9933 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2731.5405 \text{ KN}, \quad N_6 = 1982.1183 \text{ KN}.$$

$$L = \sum L_i + 2L \quad ; \quad L = 0.75 \text{ m} \quad \rightarrow \quad L = 22.2 \text{ m}$$

$$\sum N_i = 14952.4972 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Leftrightarrow B \geq 3.36 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.3m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.2.4 vérification du radier générale

$$N = 63117.9922 \text{ (effort normal total transmet par la structure)}$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = 340.16 \text{ m}^2$$

$S_{bâtiment} = 422 \text{ m}^2 > 340.16 \text{ m}^2 \rightarrow$ condition vérifiée donc on adopte un radier générale pour notre bâtiment.

- **Pré dimensionnement du radier :**

- **Calcul de la hauteur total du radier**

L'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

- a) **Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum **25cm** ($h_{\min} \geq 25\text{cm}$)

- b) **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 5.3 \text{ m}$: la plus grande distance entre deux files successives.

$$\text{Donc on aura : } \frac{5.3}{8} \leq h_r \leq \frac{5.3}{5} \rightarrow 0.66 \leq h_r \leq 1.06$$

On adapte : **$h_t = 100\text{cm}$**

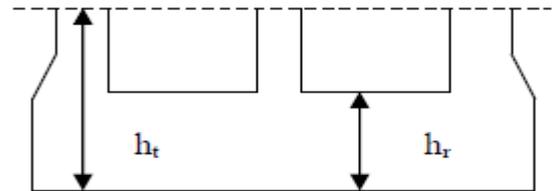


Figure VI.3. Schéma d'un radier.

- **Poutre de libage (hauteur de nervure)**

Pour avoir assimiler le calcul de radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{5.3}{9} \leq h_r \leq \frac{5.25}{10} \rightarrow 0.58 \leq h_r \leq 0.88$$

On prend pour le radier une épaisseur de **80cm**.

- **Hauteur de la dalle de radier**

La hauteur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow h_d \geq 0.265\text{m}$$

On adapte **$h_d = 40\text{cm}$**

- **La surface du radier :**

$N_{\text{ser}} = 63117.9922 \text{ KN}$ (l'effort normale à la base de la structure)

$N' = N_s + P_{\text{radier}} + P_{\text{nervure}}$

$P_{\text{radier}} = 25 \times 0.4 \times 340.16 = 3401.61 \text{ KN}$

$P_{\text{nervure}} = 25 \times 0.65 \times 0.8 \times 169.125 = 2198.62 \text{ KN}$.

$N' = 62671.3922 + 3401.61 + 2198.62 = 73632.47 \text{ KN}$.

$S_{\text{radier}} = 368.16 < S_{\text{bâtiment}} = 422 \text{ m}^2 \rightarrow$ le radier est sans débord.

Donc on adopte : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 422 \text{ m}^2$.

- Les vérifications

- Vérification au poinçonnement

Le poinçonnement a pour l'effet d'engendrer une fissuration de 45° à partir de côté d'application, si une dalle est de faible épaisseur et soumise à une charge concentrée, la charge a risque de traverser la dalle, ce phénomène appelé poinçonnement

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{tj}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_d : charge de calcul vis-à-vis à l'ELS selon le poteau le plus sollicité.

U_c : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h_n : est la hauteur du radier

Le calcul de U_c :

$$U_c = 2(A+B) \quad \text{poteau } (75 \times 75)$$

$$A = a + h_t = 0.75 + 0.8 = 1.55 \text{ m} \quad B = b + h_t = 0.75 + 0.8 = 1.55 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } U_c = 2(1.55 \times 2) = 6.2 \text{ m}$$

$$\text{On a : } N_d = 3111.9319 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_d = 3.11 \text{ MN} < 3.48 \text{ MN} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte dans le sol à l'ELU

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} < \sigma_{\text{sol}}; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{s} \pm \frac{M}{I} (x, y)$$

$$I_x = 16267.63 \text{ m}^4 \quad X_G = 10.37 \text{ m} \quad M_x = 6629.3087 \text{ KN.m}$$

$$I_y = 18038.11 \text{ m}^4 \quad Y_G = 10.92 \text{ m} \quad M_y = 6824.6941 \text{ KN.m}$$

Selon x-x :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{s} + \frac{M_x \times Y_G}{I_x G} = \frac{68032}{422} + \frac{6629.30 \times 10.92}{16267.63} = 0.165 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{s} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x G} = \frac{68032}{422} - \frac{6629.30 \times 10.92}{16267.63} = 0.156 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.162 \text{ MPA} < 0.2 \text{ MPA}$$

Selon y-y :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{s} + \frac{M_y \times X_G}{I_y G} = \frac{68032}{422} + \frac{6824.6941 \times 10.37}{18038.11} = 0.165 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{s} \pm \frac{M_y \times X_G}{I_y G} = \frac{68032}{422} - \frac{6824.6941 \times 10.37}{18038.11} = 0.157 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.163 \text{ MPA} < 0.2 \text{ MPA}$$

- Vérification de la stabilité au renversement

Selon (RPA / version 2003/A 10.1.5) quel que soit le type de fondation (superficielle ou profondes)

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement,

c-à-dire qu'on doit vérifier la condition suivante : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales .

M : moment du renversement (au séisme à la base)

N : l'effort normal à la base

L : longueur du bâtiment

Sens x-x :

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{6629.30}{68032} = 0.097\text{m} < 5.27 \text{ m}$$

Sens y-y :

$$e = \frac{M_y}{N} = \frac{6824.6941}{68032} = 0.1 < 5.27\text{m}$$

➤ Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

N : l'effort de la structure a la base

h= 2.89m, (la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

Fs = 1.5 (coefficient de sécurité).

Srad :=422m² (surface du radier).

W = 10 KN/m³ (poids volumique d'eau).

On trouve:

N=68032KN > 1.5×2.89×422×10=18293.7KN.....condition vérifiée.

VI.2.5. Ferrailage du radier

➤ Ferrailage de la dalle

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion

Simple causée par la réaction du sol, le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

Lx=4.3m ; Ly=4.55m

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de (b=1ml)

Srad= 422 m²

N_{ult}=93798.6891 KN

N_{ser}=68032.24 KN

$$q_{ult} = \frac{N_{ult}}{S_{rad}} \times b = 222.27 \text{ KN /ml}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \times b = 161.21 \text{ KN /ml}$$

On à : $\alpha = \frac{4.3}{4.55} = 0.94 > 0.4 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens .

A partir des tableaux on a :

A l' ELU : $\mu_x = 0.0419$ $\mu_y = 0.8661$

A l' ELS : $\mu_x = 0.0491$ $\mu_y = 0.9087$

• A l' ELU :

$$M_0^x = \mu_x \times q_{ult} \times l_x^2 = 0.0447 \times 222.27 \times 4.3^2 = 172.19 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = M_0^x \times \mu_y = 149.141 \text{ KN. m}$$

- Les moments corrigés :

$$M_0^x = 0.85 \times 172.19 = 146.36 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0.85 \times 149.141 = 126.76 \text{ KN.m}$$

-En appuis :

$$M_a = -0.3 M_0 = 51.56 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants (ELU) :

$$V_{u,x} = \frac{qu \times Lx}{2} \times \frac{1}{1 + \left(\frac{\alpha}{2}\right)} = 325.08 \text{ KN}$$

$$V_{u,y} = \frac{qu \times Lx}{3} = 318.587 \text{ KN}$$

➤ Vérification de A min :

$$A_{s \text{ min}} = \max \left(0.23 \times 100 \times 37 \times \frac{2.1}{400}; 100 \times \frac{400}{1000} \right) = 4.46 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification des espacements

Suivant Lx : $S_t = 14 \text{ cm} \leq S_{t \text{ limite}} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Suivant Ly : $S_t = 14 \text{ cm} \leq S_{t \text{ limite}} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

En appui : $S_t = 14 \text{ cm} \leq S_{t \text{ limite}} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Ferraillages (b×e) = (1×0.4)m

Tableau VI.1. Sollicitations et sections d'armature du radier.

	M (KN .m)	Acal (cm ²)	Amin(cm ²)	Aad(cm ² /ml)	St(cm)
Travée X-X	146.36	11.80	4.46	8HA16	14
Travée Y-Y	126.76	10.18	4.46	8HA16	14
Appui	51.65	4.06	4.46	8HA10	14

•A l'ELS :

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier.

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	σst (MPa)
Travée X-X	124.41	11.14	206884.44	6.67	236.72 > 201.63
Travée Y-Y	113.04	11.14	206884.44	6.08	215.72 > 201.63
En appui	43.91	7.46	96038.71	3.41	200.1 < 201.63

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée au travée x-x et y-y donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau VI.3.

Tableau VI.3. Section d'armature du radier à l'ELS.

	Choix	As(cm ²)	σst (MPa)
Travée X-X	8HA20	25.13	160.22
Travée Y-Y	8HA20	25.13	143.27

Les charges revenant aux nervures

$$q_{ult} = 222.27 \text{ KN /ml}$$

$$q_{ser} = 161.21 \text{ KN /ml}$$

Tableau VI.4. Sollicitations maximales dans les deux sens.

Localisation	x-x	
	Travée	Appuis
Mu(KN.m)	768.28	752.78
Ms(KN.m)	581.55	487.42
Effort tranchant (KN)	981.927	
y-y		
Mu(KN.m)	778.883	663.467
Ms(KN.M)	526.61	364.17
Effort tranchant (KN)	958.64	

VI.3.1 calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T à la flexion simple

$$h_n = 80\text{cm} ; b = 75\text{cm} ; d = 77\text{cm} ; d' = 3\text{cm}$$

Tableau VI.5. Tableau de ferrailages des nervures.

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix	A _{ado} (cm ² /ml)
X -X	Travée	7768.28	30.37	23	8HA25	39.27
	Appui	752.78	30.00	23	8HA25	39.27
Y-Y	Travée	778.883	31.52	23	8HA25	39.27
	Appui	663.46	26.62	23	8HA25	39.27

➤ **Ferrailage minimale : (condition de non fragilité) :**

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \text{ min BAEL}} = \max \left(0.23 \times 100 \times 77 \times \frac{2.1}{400}; 75 \times \frac{77}{1000} \right) = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min RPA}} = 0.005 \times b \times h = 23 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle : BAEL 91/Art (A.5.1)**

Il faut vérifiée que : $\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \min \left(\frac{0.15 f_c 28}{\gamma b} ; 4 \text{ MPA} \right)$

Sens x-x : $\tau_u = 1.7 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MPA}$ condition vérifiée .

Sens x-x : $\tau_u = 1.66 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MPA}$ condition vérifiée .

➤ **Armatures transversales :**

Suivant l'article A.5.1 ,23 des règles BAEL91 modifié on a :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} > \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K)}{0.9 f_{et} (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

- K= 1 pour la flexion simple
- $\alpha =90^\circ$ pour es armatures droits

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

- Sens x-x :

-En zone nodale : $St \leq \min(\frac{h}{4}; 12\Phi_l) = \min(20 ;24) =20\text{cm}$ soit $St = 10\text{cm}$

-En zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = 40\text{cm}$

D'après le BAEL Art (A.8.1,3) les armatures transversales ne doivent pas déppasser la valeur de :

$$St \leq \min (15\Phi_l ; 40\text{cm} , a+10\text{cm})$$

a : le plus petit cote des dimensions transversales du poteau .

Φ : le plus petit diamètre d'armature longitudinale .

$$St \leq \min(36\text{cm} ;40 ;85) =36\text{cm} \text{ soit } =15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{b \times St \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K)}{0.9 f_{et} (\cos \alpha + \sin \alpha)} = 3.84 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des armatures transversales**

la quantités d'armatures transversales dans toutes les sections doit être supérieures à la valeur limite décrit par l'article 7.5.2.2 Du RPA99 V 2003 :

$$A_{\min}^t \geq 0.003 \times St \times b$$

$$A_t = 3.84 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}^t = 3.37 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Description des armatures**

On adapte : des cadre à l'extérieur de $\Phi 12$ et l'intérieur de $\Phi 12$ ou $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification des armatures et espacement vis-à-vis des règles de BAEL 91 mode 99**

Les règles BAEL91 mod 99 préconise dans les articles A.5.1 ,2.2 et A.7.2,2 de vérifie les conditions Suivantes :

$$\frac{A_t \times f_{et}}{b \times St} = 1.53 \text{ MPA} > 0.24 \text{ MPA} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_l ; h/35 ; b/10) = 22.85 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-Sens y-y :

Tableau VI.6. les armatures transversales et l'espacement entre les barres.

	Armatures transversales	Espacement min		Espacement adopté
Y-Y	4HA12 avec $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$	Zone nodale	$St \leq 20 \text{ cm}$	10cm
		Zone courante	$St \leq 40 \text{ cm}$	15cm

➤ **Vérification des contraintes**

Tableau VI.7. Vérification des contraintes dans les nervures.

		M(KN.m)	σ_{bc} (MPA)	σ_{st}(MPA)
x-x	Travée	581.55	2.29	200.61<201.63
	Appui	487.42	8.5	178.69<201.63
y-y	Travée	526.26	12.67	142.63<201.63
	Appui	364.17	9.66	174.82<201.63

➤ **Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34)**

Des armatures dénommées (armatures de peau) sont réparties et disposées partiellement la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ,leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction .

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3}{1 \times 0.80} = 3.75 \text{cm}^2 = 1.875 \text{cm}^2 \text{ par paroi .}$$

Soit donc 2HA14 avec $A_s = 3.08 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage du la nervure est représenté en **ANNEXE 7.2**.

VI.4. Voile périphérique

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. D'après l'article 10.1.20 de RPA99/V2003 le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

D'après ces conditions on adopte une épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

D'après le rapport géotechnique du sol on a :

L'angle de frottement des remblais $\varphi = 5.4^\circ$;

le poids spécifique du sol $\gamma_h = 19 \text{KN/m}^3$;

Cohésion : $C = 0.74 \text{ (bar)}$;

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$.

Évaluation des charges et surcharges le voile périphérique est soumis à :

- Poussée des terres

Pour plus de sécurité on prend le cas le plus défavorable $c = 0$

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 48.13 \text{KN/m}^2$$

-Surcharges accidentelle :

$$q = 10 \text{KN/m}^2 \quad Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 8.27 \text{KN/m}^2$$

➤ **Ferraillage du voile périphérique :**

Le voile périphérique sera calculé comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargée d'une contrainte moyenne tel que :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4}$$

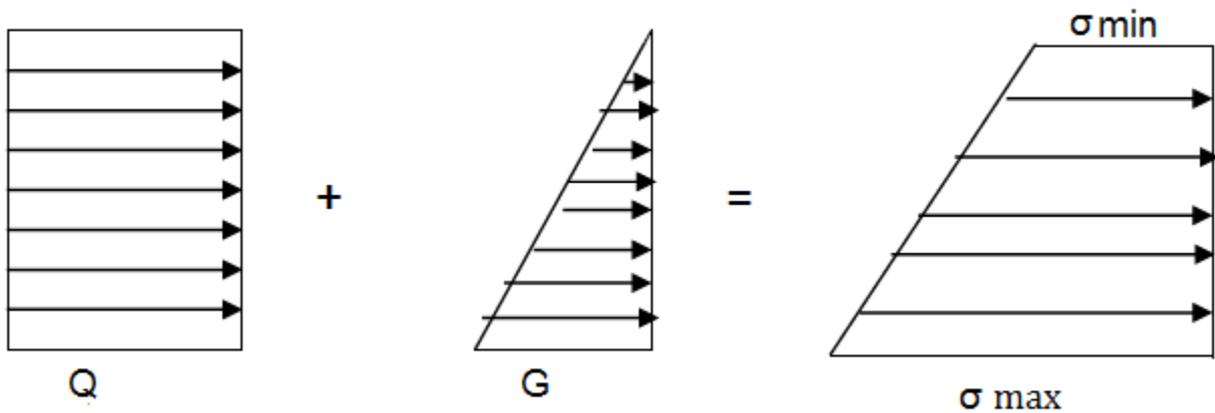


Figure IV.6. Diagramme des contraintes à l'ELU

Avec :

$$\sigma_{\text{max}} = 1.35G + 1.5Q = 77.38 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = 1.35Q = 11.16 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 60.82 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 60.82 \text{KN/m}$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.89 \text{ m} ; L_y = 4.55 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.672 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens .}$$

$$\mu_x = 0.072 \quad ; \quad \mu_y = 0.3895$$

$$M_x = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 40.46 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_x \times \mu_y = 15.76 \text{KN.m}$$

-Les moments en travée :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 34.39 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 13.39 \text{KN.m}$$

-En appui :

$$M_a = M_x \times 0.3 = 12.13 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Avec : $A = 0,1\% b \cdot e$ min condition exigée par le RPA.

Tableau.VI.8. Ferrailage du voile périphérique.

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	Amin(cm ²)	Le choix
Travée	x-x	34.39	0.06	0.078	0.193	5.12	2	6HA12
	y-y	13.39	0.023	0.023	0.197	1.94	2	4HA10
Appui		12.13	0.021	0.026	0.178	2.15	2	4HA10

- **Espacement minimale des barres :**

Sens x-x $St = \min(1.5h ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

Sens y-y $St = \min(1.5h ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

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

Sens x-x : $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{76.23}{1 \times 0.2} = 0.381 < 2.5 \text{ MPA}$ condition vérifiée.

Sens y-y : $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{23.20}{1 \times 0.2} = 0.116 < 2.5 \text{ MPA}$ condition vérifiée.

- **Vérification des contraintes :**

Tableau VI.9. Vérification des contraintes.

	Sens	M(KN.m)	σ_{bc} (MPA)	σ_{st} (MPA)
Travée	x-x	27.53	4.93	200.05
	y-y	17.47	2.7	152.74
Appui		9.71	2.17	122.96

La contrainte dans les aciers est vérifiée dans les deux sens.

Schéma de ferrailage du voile périphérique est représenté dans l'ANNEXE 7.3.

Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape clé dans le calcul d'un ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol d'assise ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons procédé au calcul des semelles isolées, cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté pour un radier général.

La structure comporte 3 entre sol donc nous avons également procédé au calcul du ferrailage des voiles périphériques.

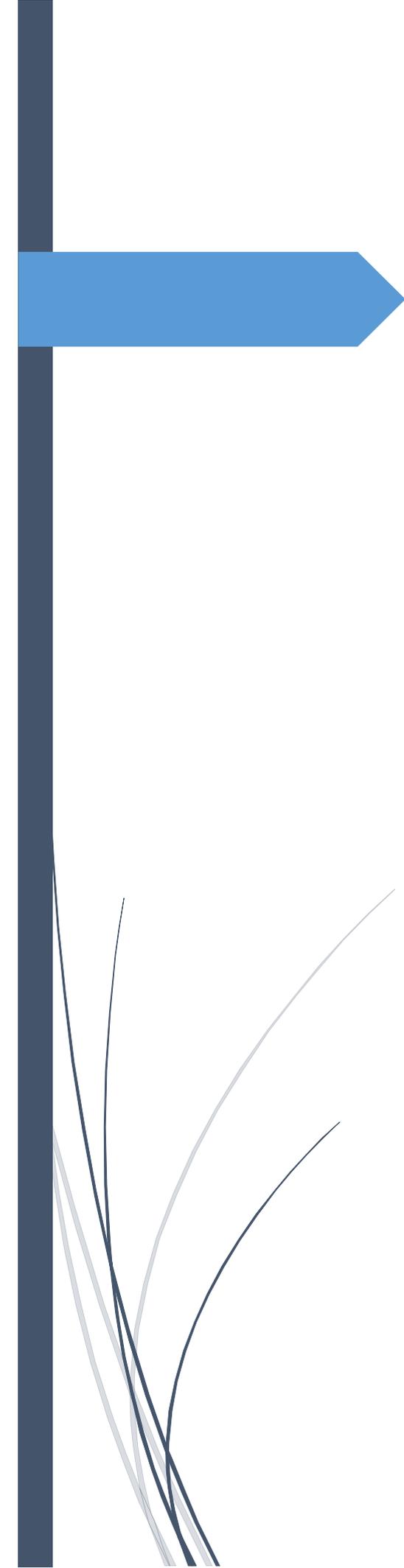
Conclusion générale

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- L'aspect architectural rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique des structures mixtes.
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- Les sections des poteaux, poutres et voiles choisis au chapitre pré-dimensionnement ont été augmenté dans le but de vérifier l'interaction voiles portiques.
- Le radier est le type de fondations choisi, vu les charges importantes et la surface de L'ensemble des fondations.
- L'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix Adéquat des sections de béton et aciers, et avoir une meilleure résistance est encore plus important pour la sécurité humaine.
- Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- Document technique règlementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'études.



ANNEXE

Annexe 1

$a = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.8$$

u/Lx v/Ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

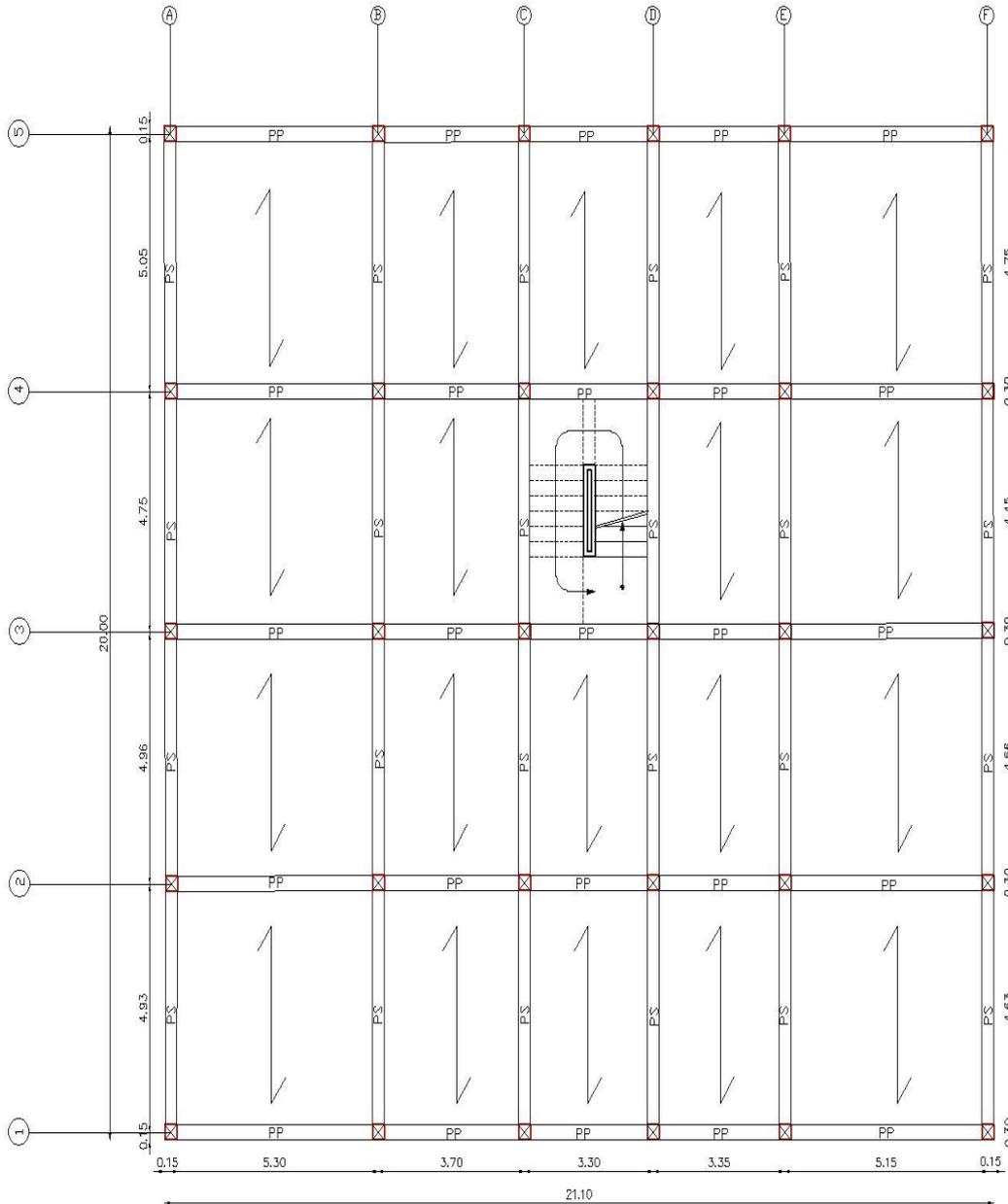
Annexe 3

Tableau des Armatures (en cm²)

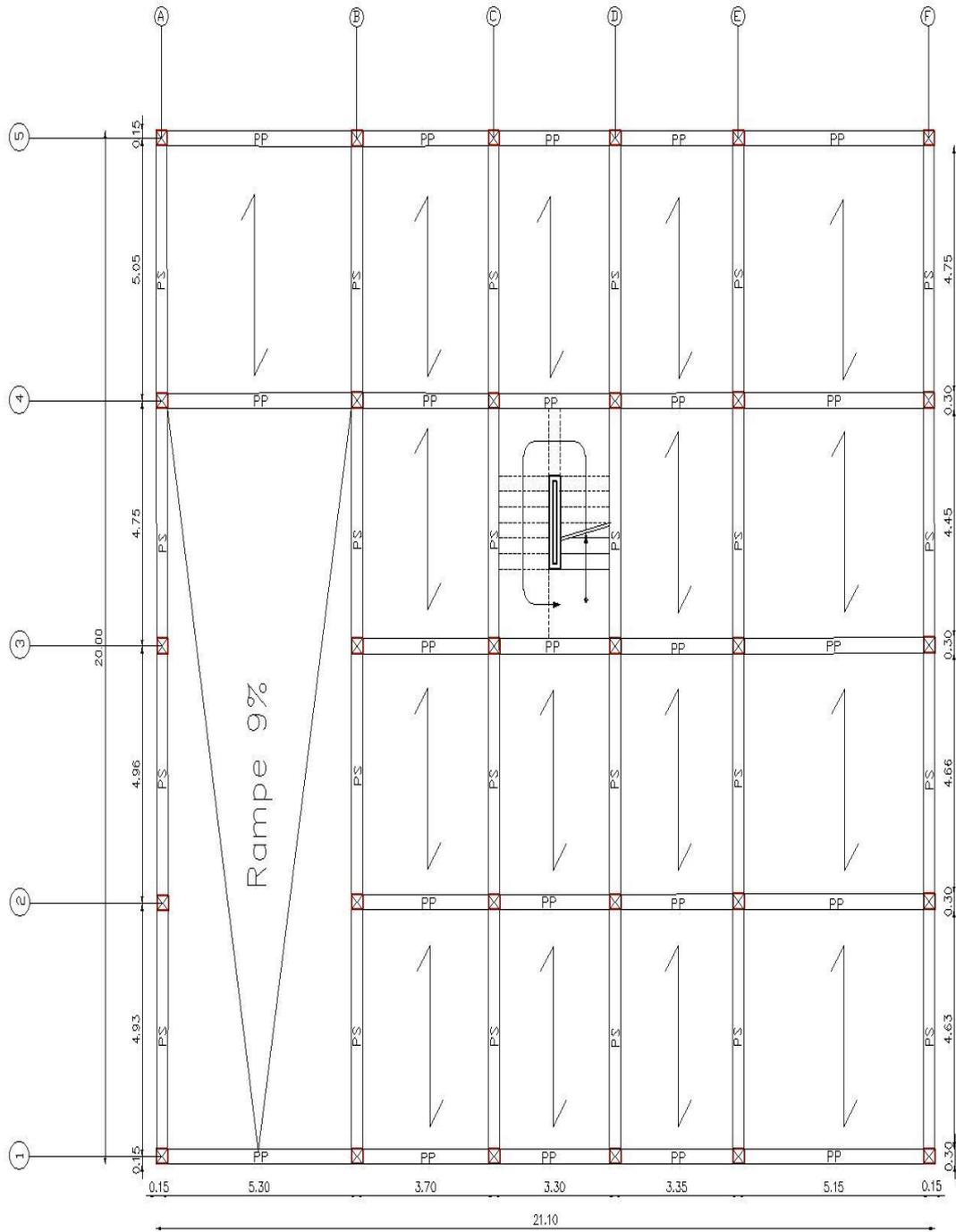
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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

Annexe 4

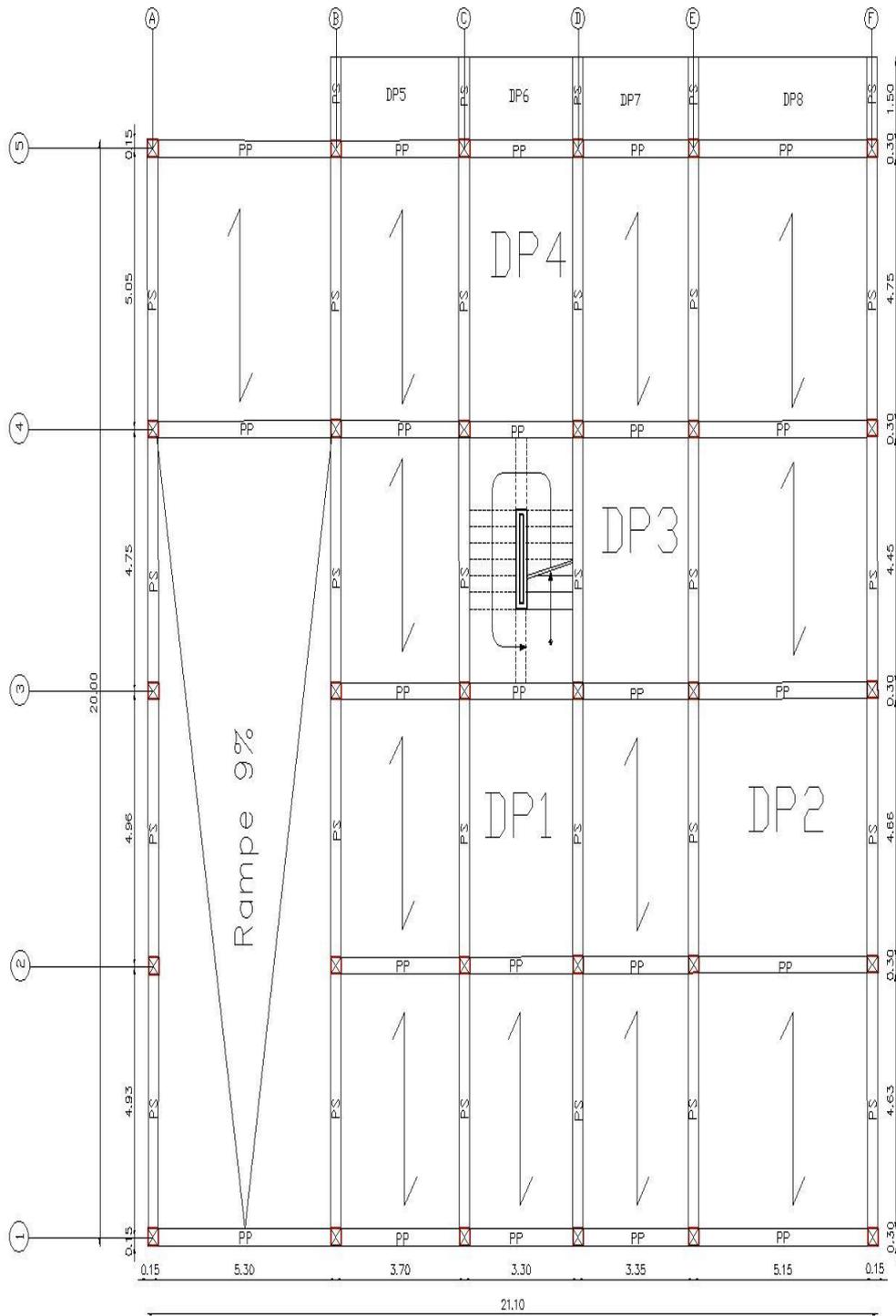
Schémas de disposition des poutrelles



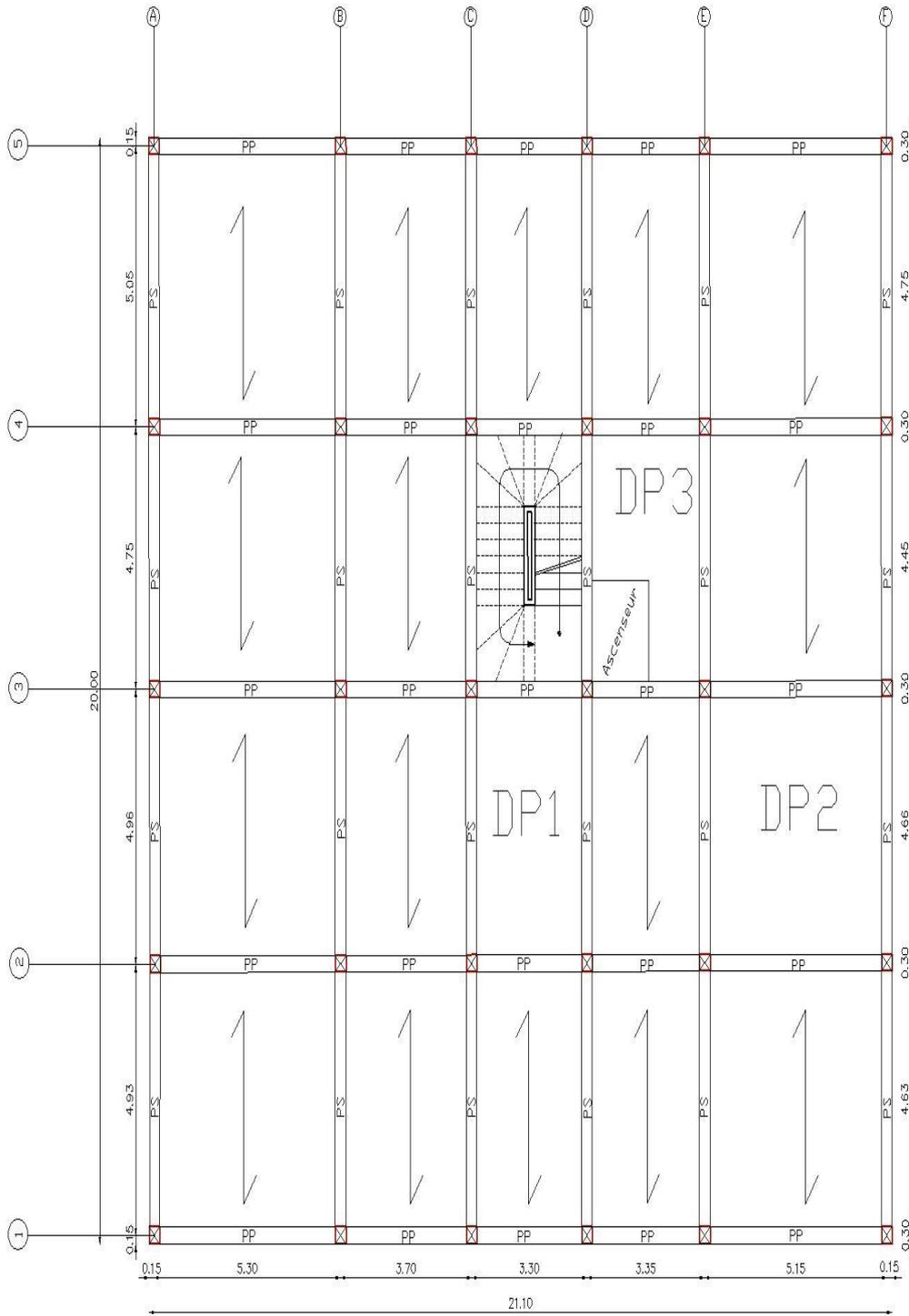
Schémas de disposition des poutrelles de l'entre sol 3.



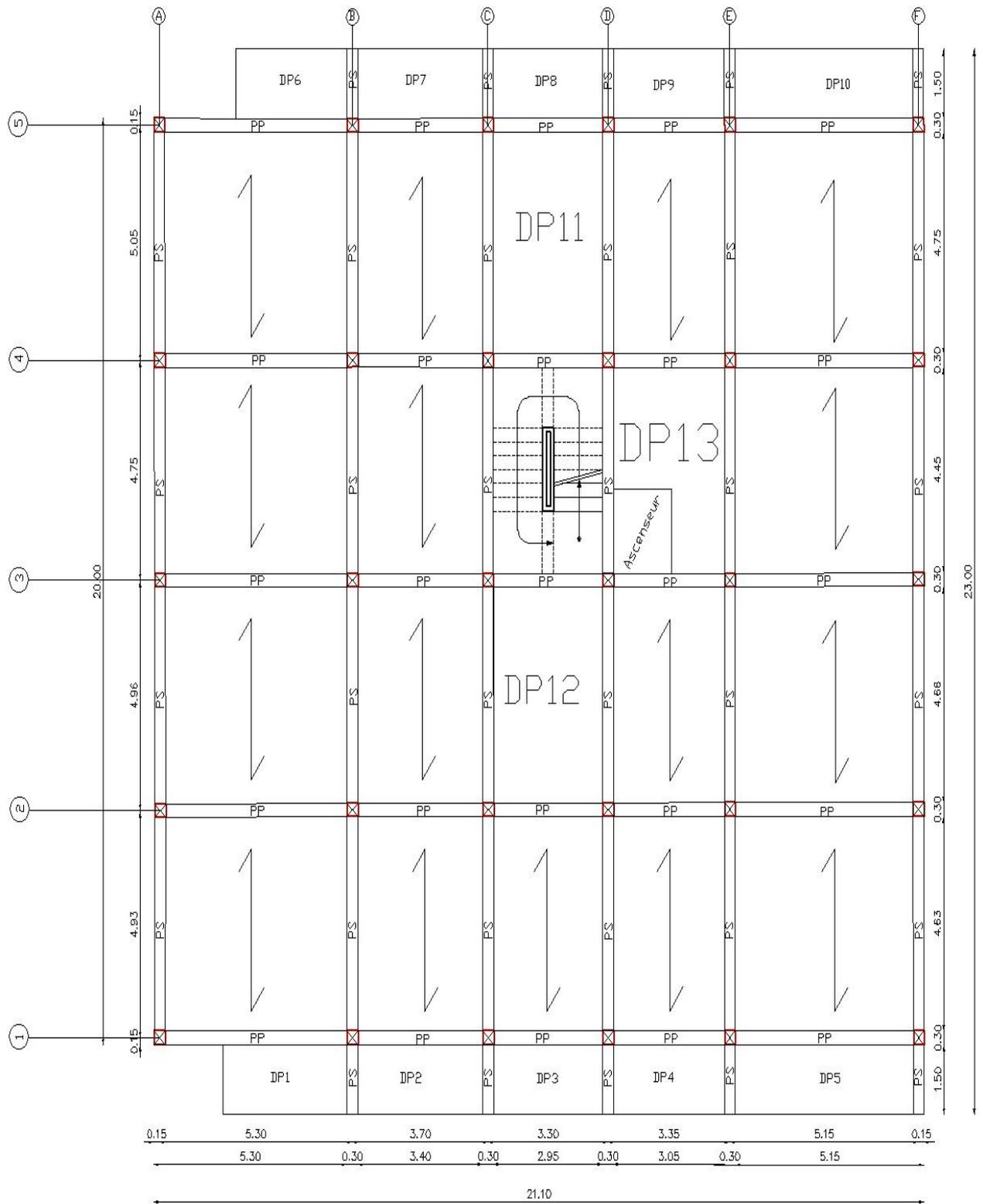
Schémas de disposition des poutrelles de l'entre sol 2.



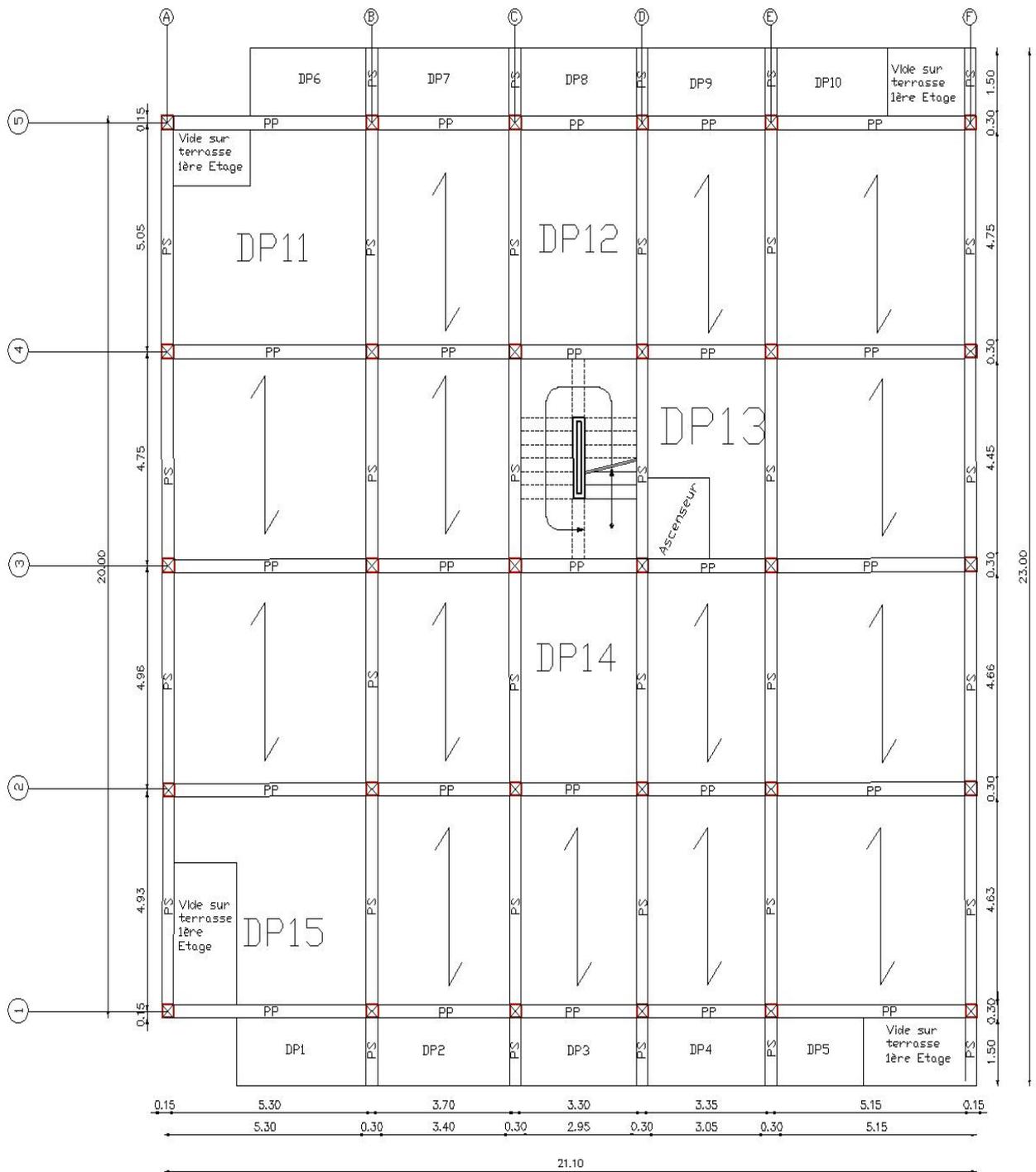
Schémas de disposition des poutrelles de l'entre sol 1.



Schémas de disposition des poutrelles de RDC.



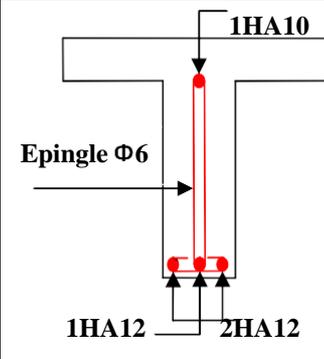
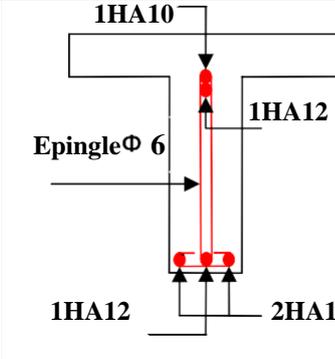
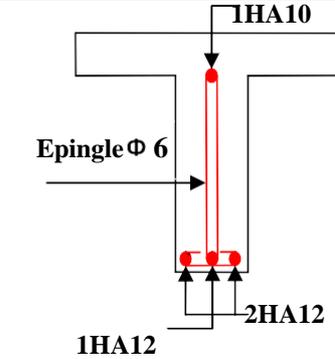
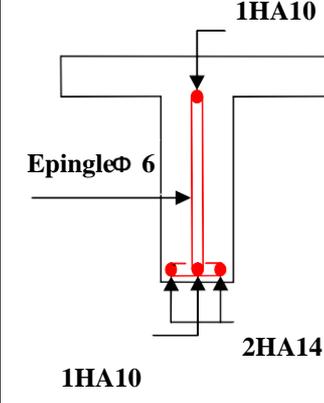
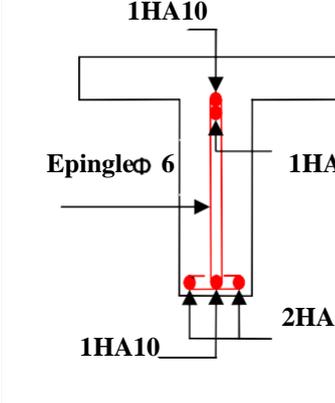
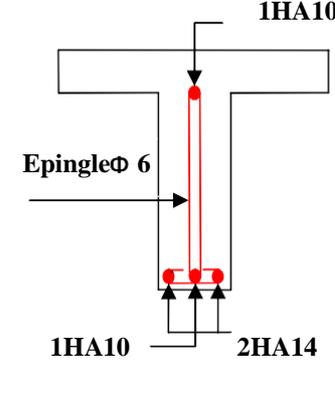
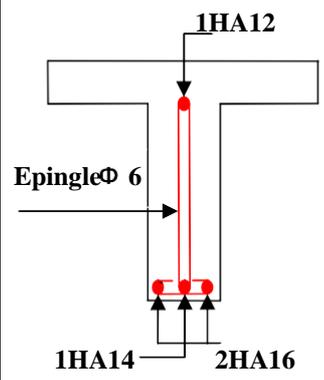
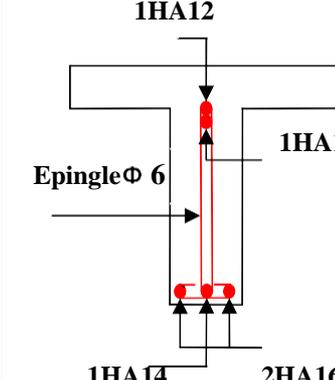
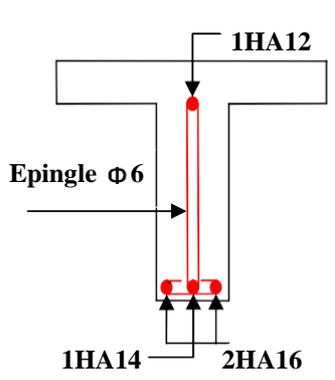
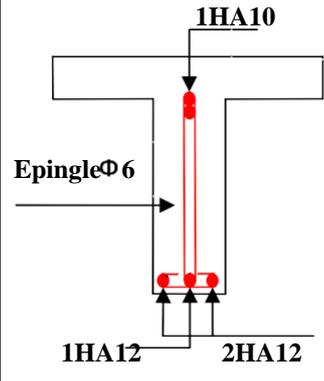
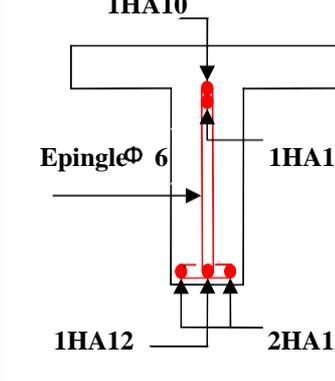
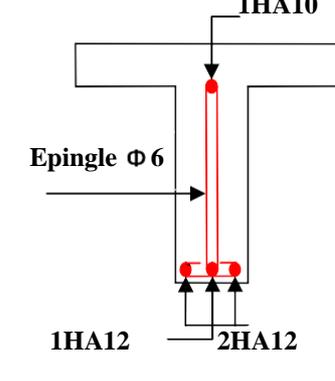
Schémas de disposition des poutrelles de 1^{er} étage.



Schémas de disposition des poutrelles de 2ème étage.

Annexe 5.1

Schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Étage courant	 <p>1HA10 Epingle Ø6 1HA12 2HA12</p>	 <p>1HA10 Epingle Ø6 1HA12 2HA12</p>	 <p>1HA10 Epingle Ø6 1HA12 2HA12</p>
Terrasse Accessible	 <p>1HA10 Epingle Ø6 1HA10 2HA14</p>	 <p>1HA10 Epingle Ø6 1HA10 2HA14</p>	 <p>1HA10 Epingle Ø6 1HA10 2HA14</p>
Etage commercial	 <p>1HA12 Epingle Ø6 1HA14 2HA16</p>	 <p>1HA12 Epingle Ø6 1HA14 2HA16</p>	 <p>1HA12 Epingle Ø6 1HA14 2HA16</p>
Entre sol 1	 <p>1HA10 Epingle Ø6 1HA12 2HA12</p>	 <p>1HA10 Epingle Ø6 1HA12 2HA12</p>	 <p>1HA10 Epingle Ø6 1HA12 2HA12</p>

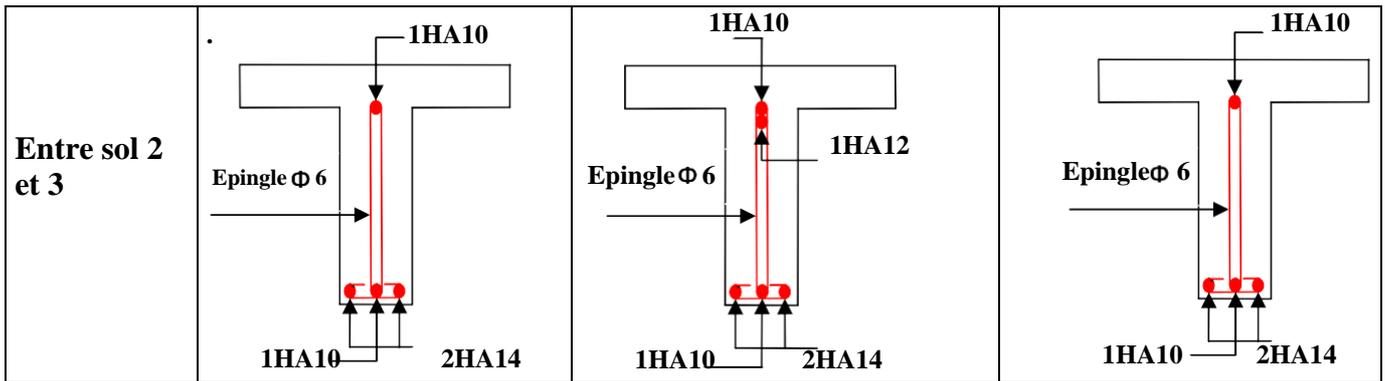
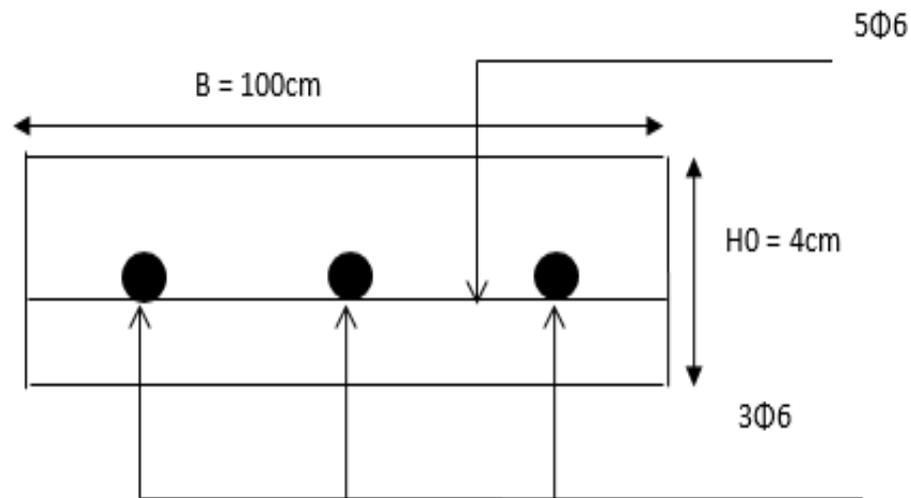


Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.



Annexe 5.2

Schéma de Ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

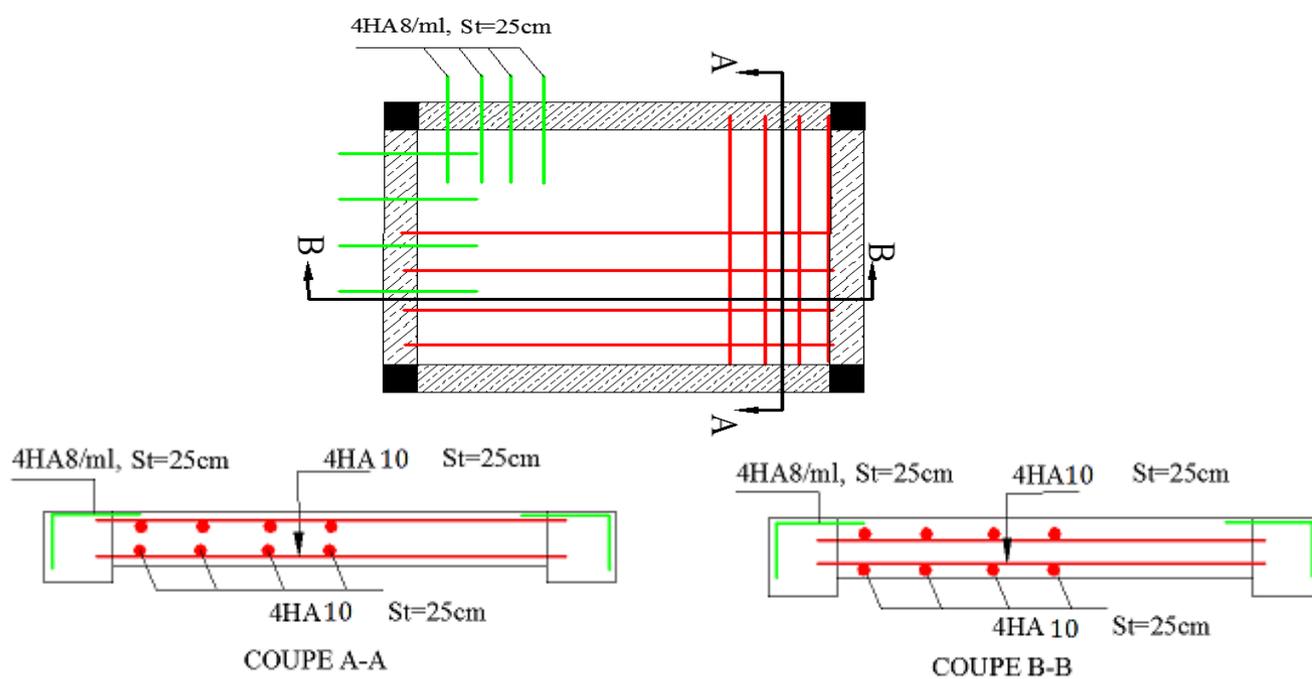


Schéma de Ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

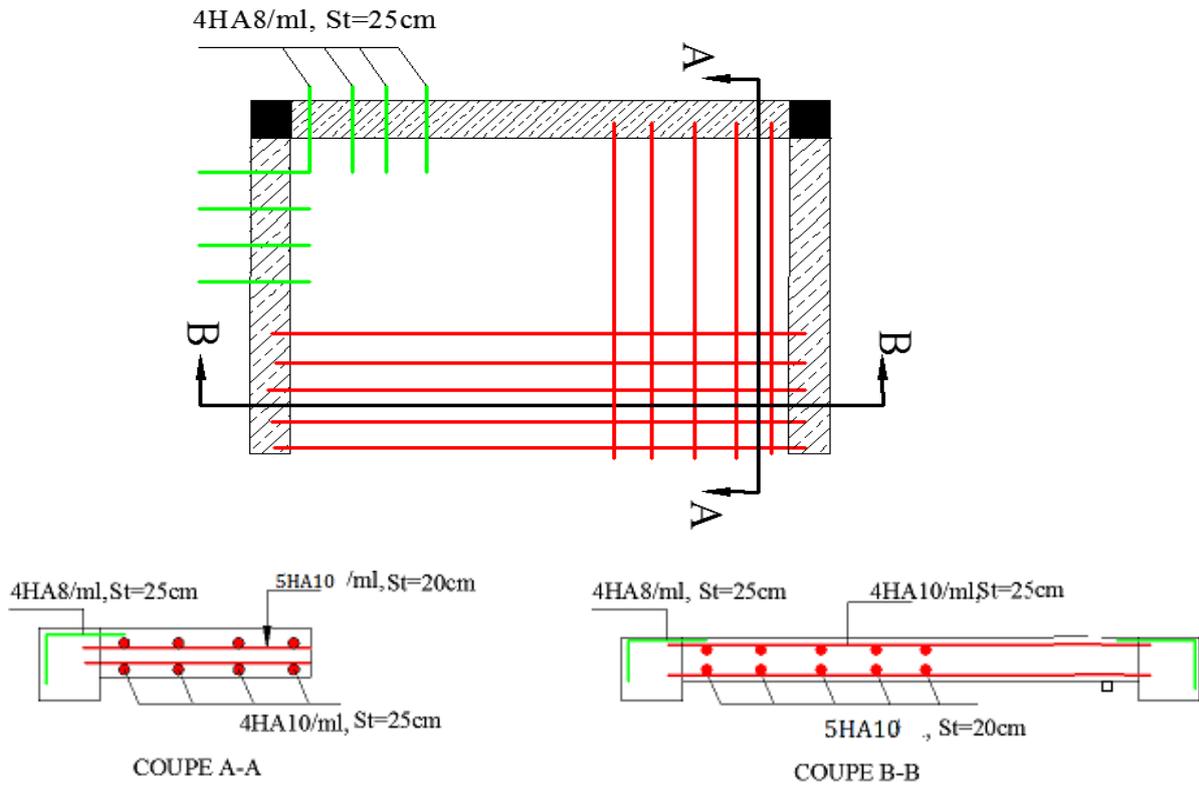
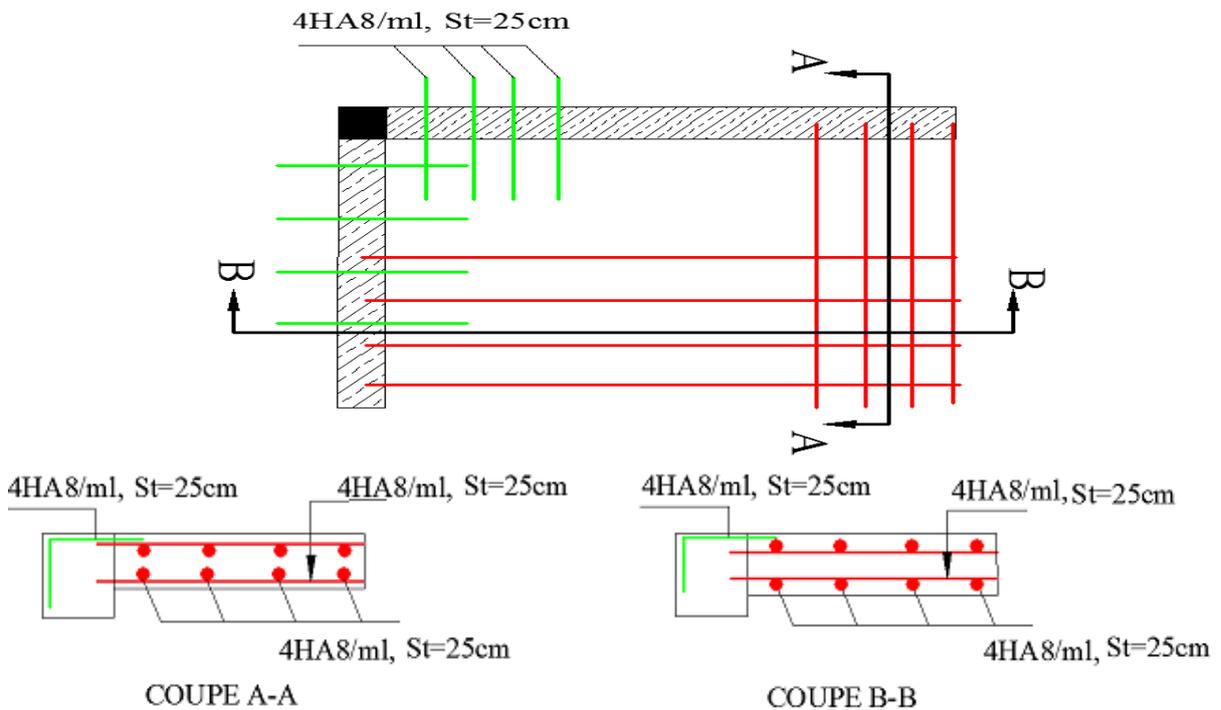


Schéma de Ferrailage de la dalle sur 2 appuis.



Annexe 5.3

Schéma de Ferrailage de l'escalier (volée 1)

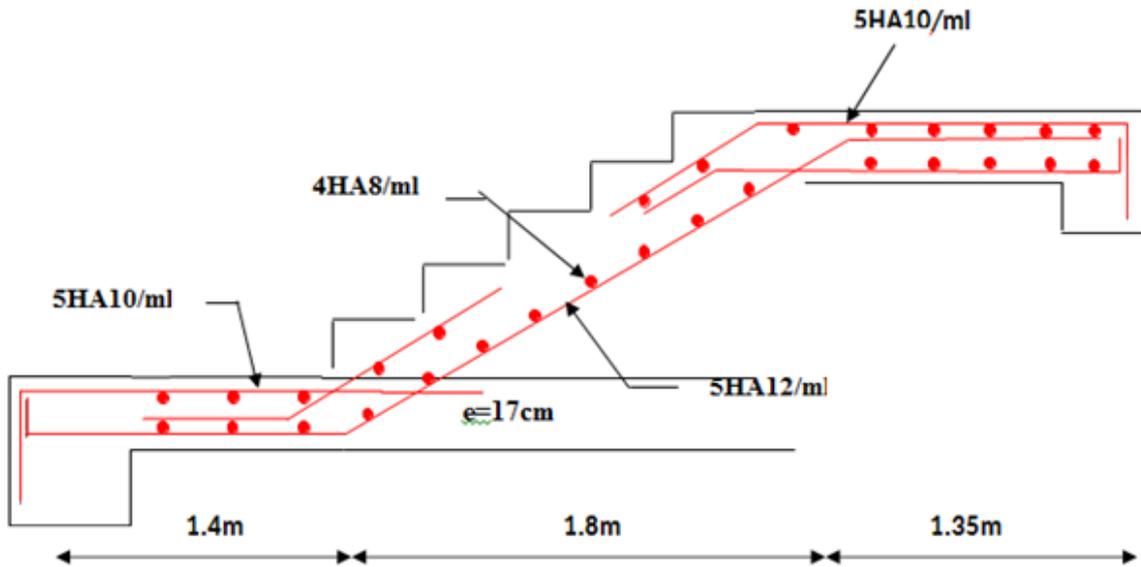


Schéma de Ferrailage de l'escalier (volée 2)

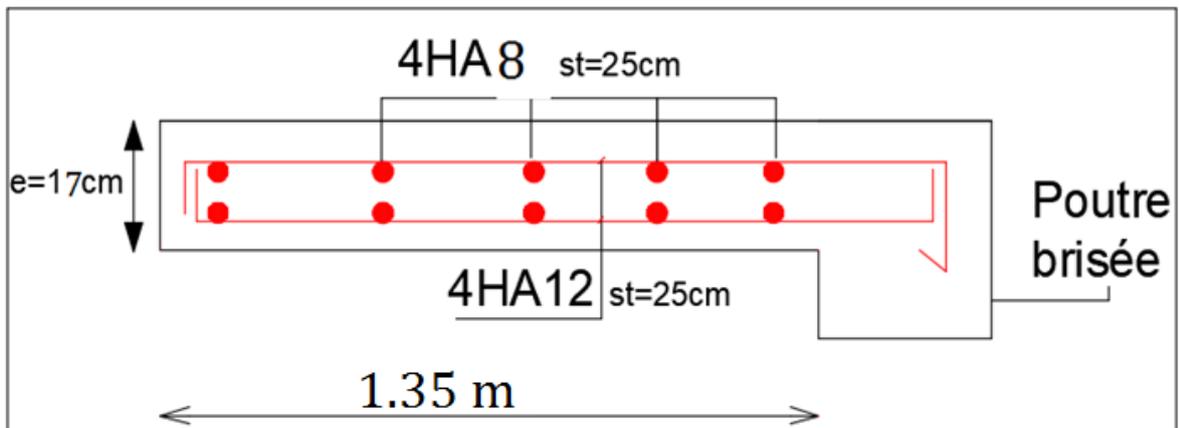
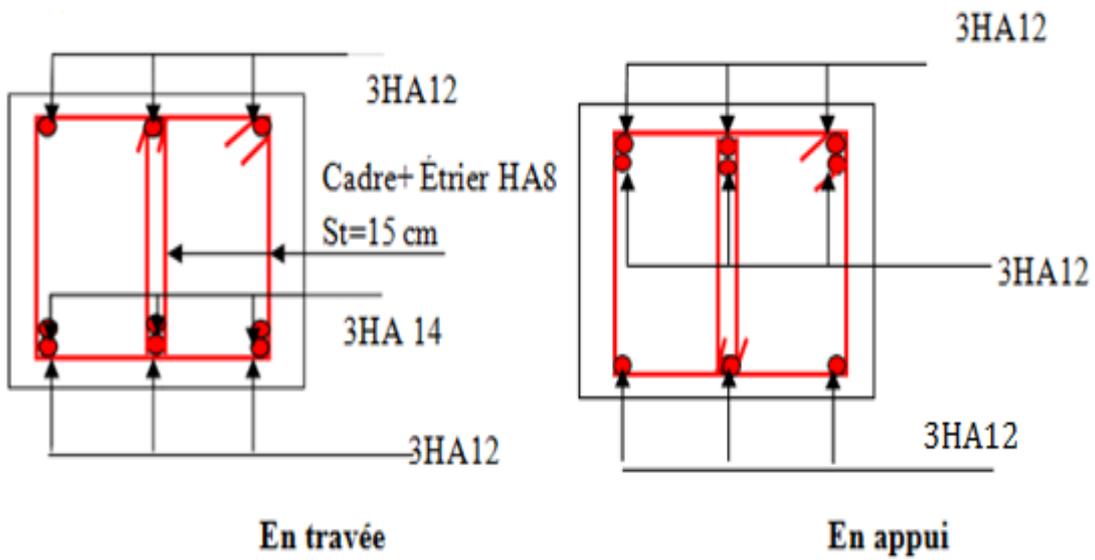


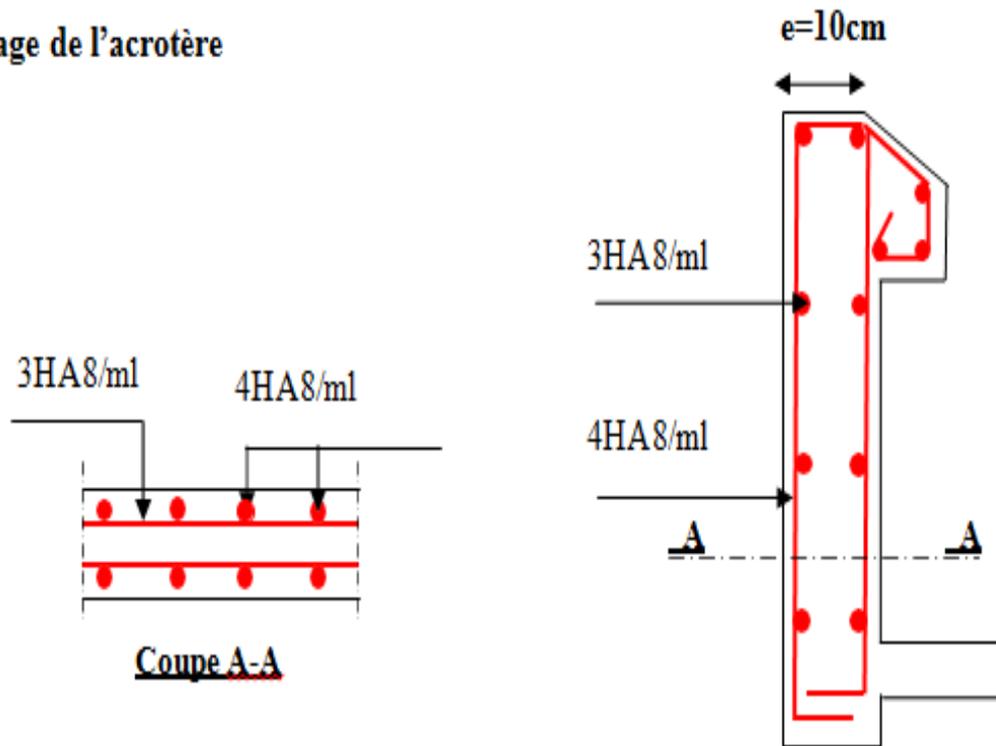
Schéma de Ferrailage de la poutre brisée



Annexe 5.4

Schéma de Ferrailage de l'acrotère

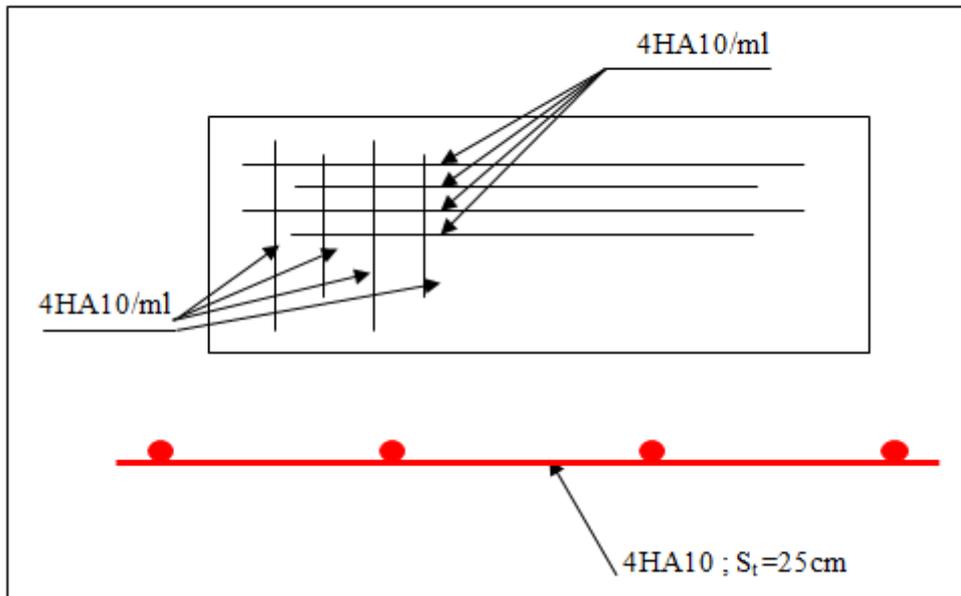
Ferrailage de l'acrotère



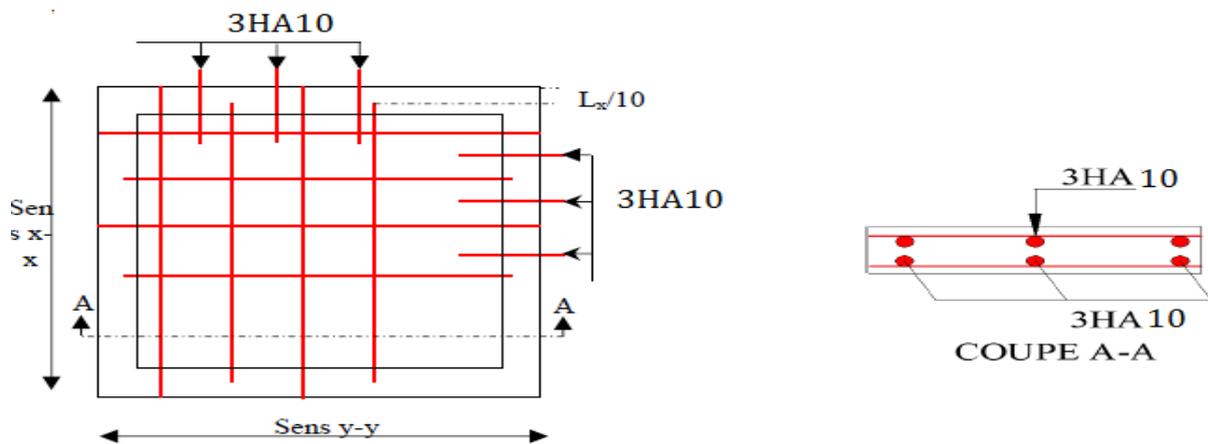
Annexe 5.5

Schéma de Ferrailage de la rampe

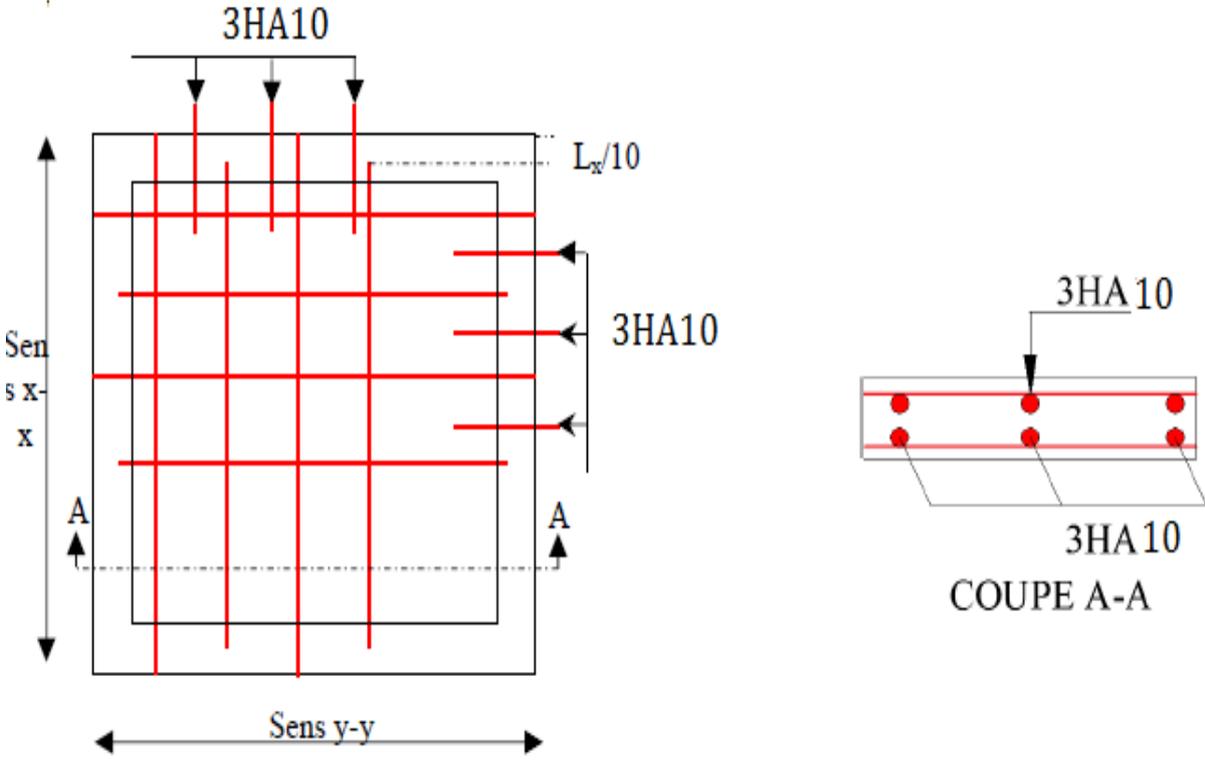
Ferrailage de la rampe



Ferrailage de la dalle pleine de la locale machinerie.

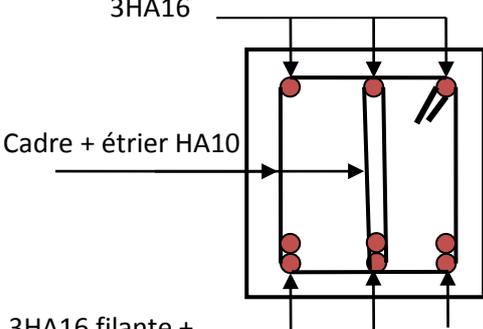
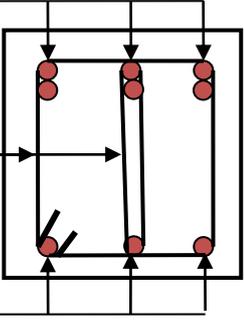
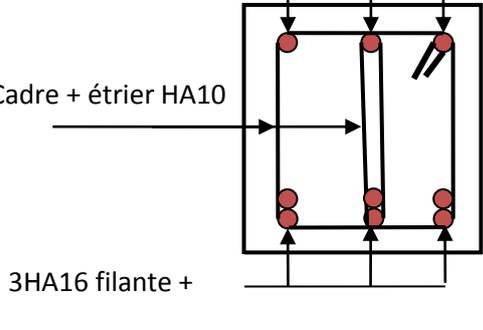
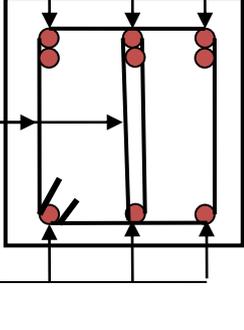


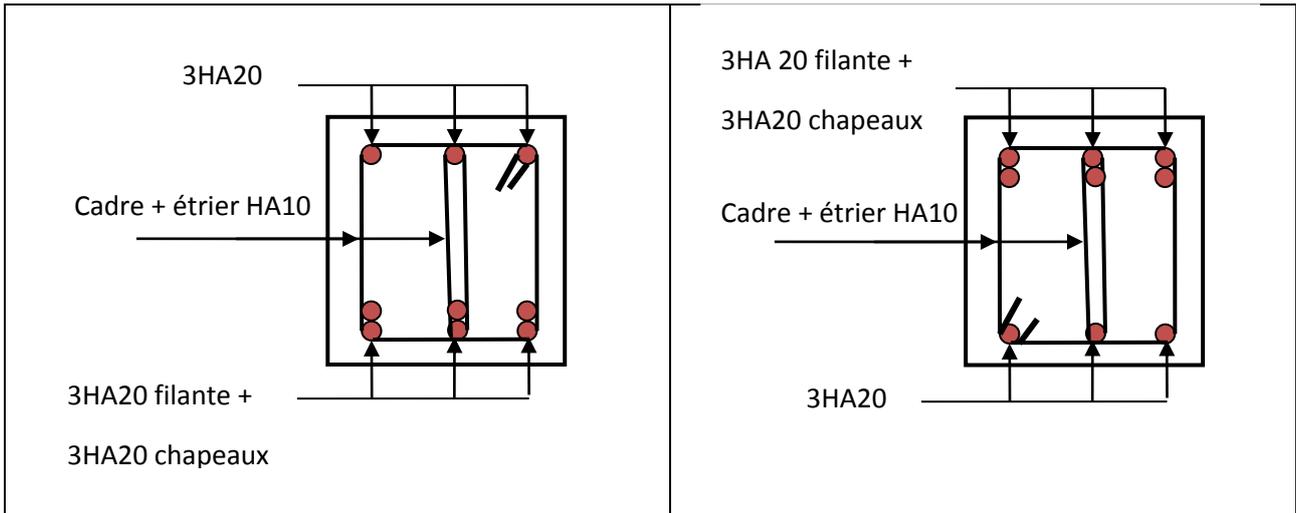
Ferraillage de la dalle pleine (entre sol 1).



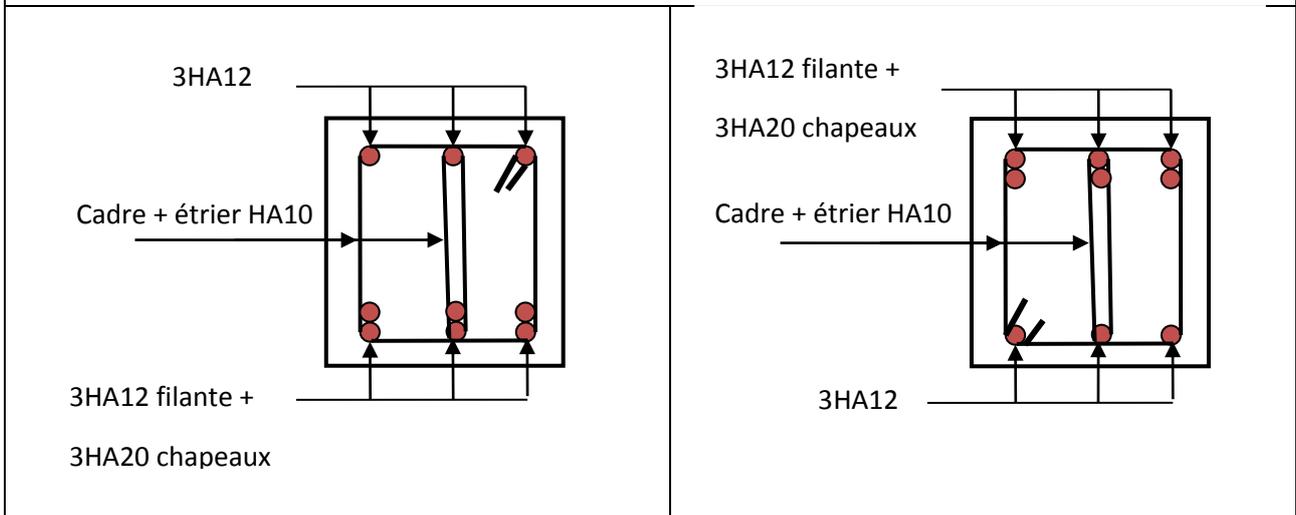
Annexe 6.1

Schémas de ferrailage des poutres principales (45×50)

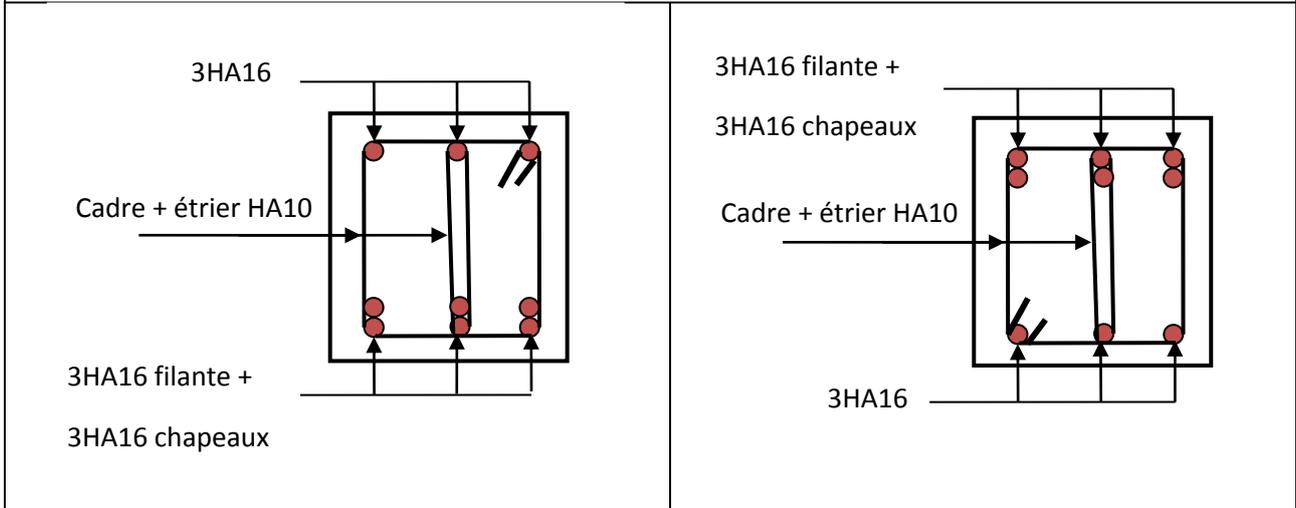
En travée	En appuis
<p data-bbox="343 510 427 539">3HA16</p>  <p data-bbox="236 645 475 674">Cadre + étrier HA10</p> <p data-bbox="240 831 427 860">3HA16 filante +</p> <p data-bbox="240 891 448 920">3HA16 chapeaux</p>	<p data-bbox="869 495 1054 524">3HA16 filante +</p> <p data-bbox="869 555 1070 584">3HA16 chapeaux</p>  <p data-bbox="869 629 1109 658">Cadre + étrier HA10</p> <p data-bbox="965 815 1045 844">3HA16</p>
Entre sol 3 et 2	
<p data-bbox="343 1122 427 1151">3HA16</p>  <p data-bbox="225 1256 464 1285">Cadre + étrier HA10</p> <p data-bbox="240 1442 427 1471">3HA16 filante +</p> <p data-bbox="240 1503 448 1532">3HA20 chapeaux</p>	<p data-bbox="869 1122 1054 1151">3HA16 filante +</p> <p data-bbox="869 1167 1070 1196">3HA20 chapeaux</p>  <p data-bbox="869 1256 1109 1285">Cadre + étrier HA10</p> <p data-bbox="965 1442 1045 1471">3HA16</p>
Entre sol 1	



RDC

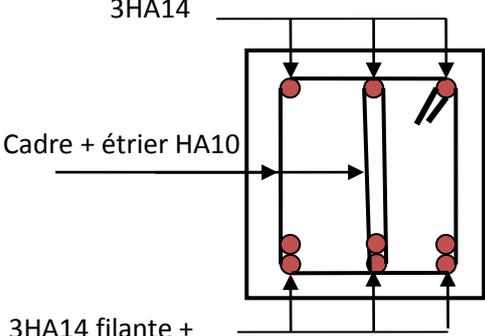
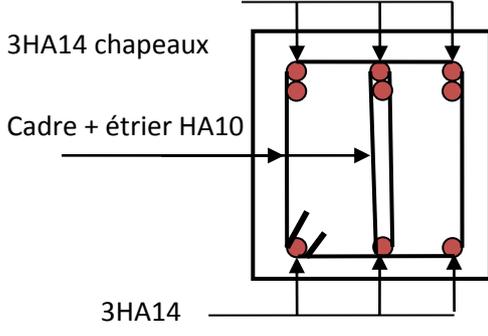
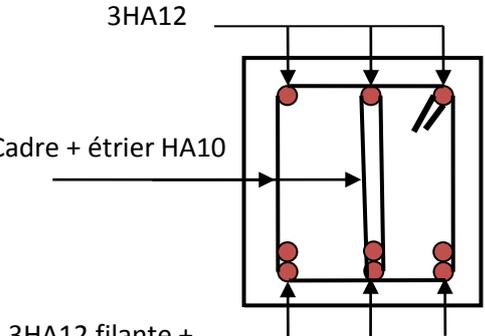
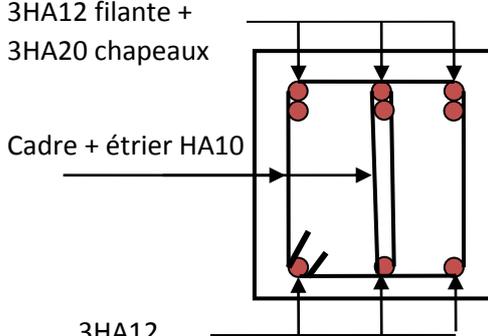


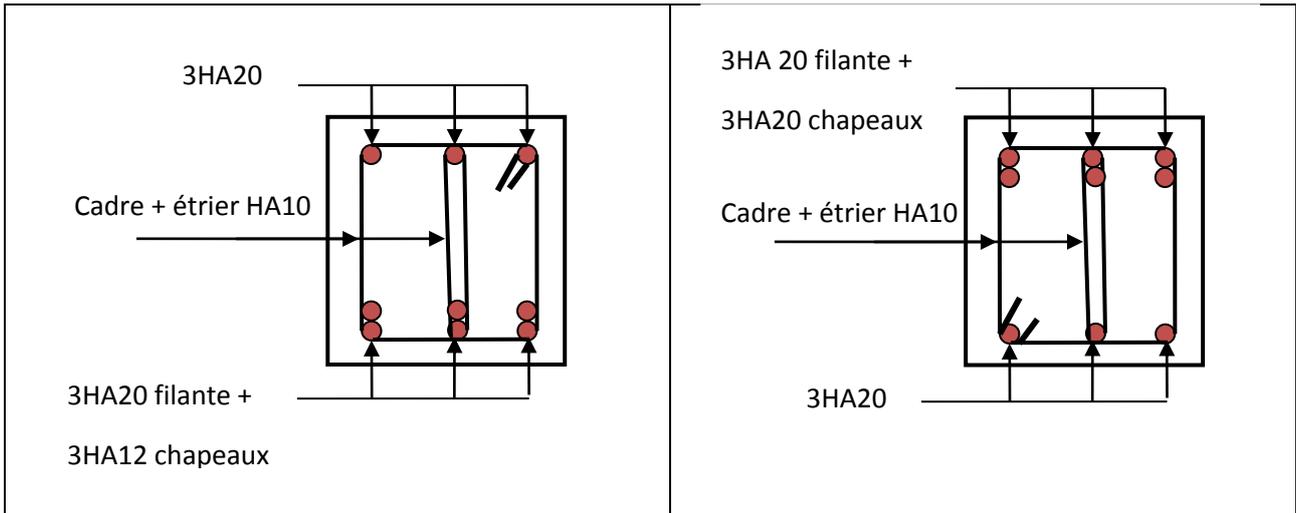
Etage 1



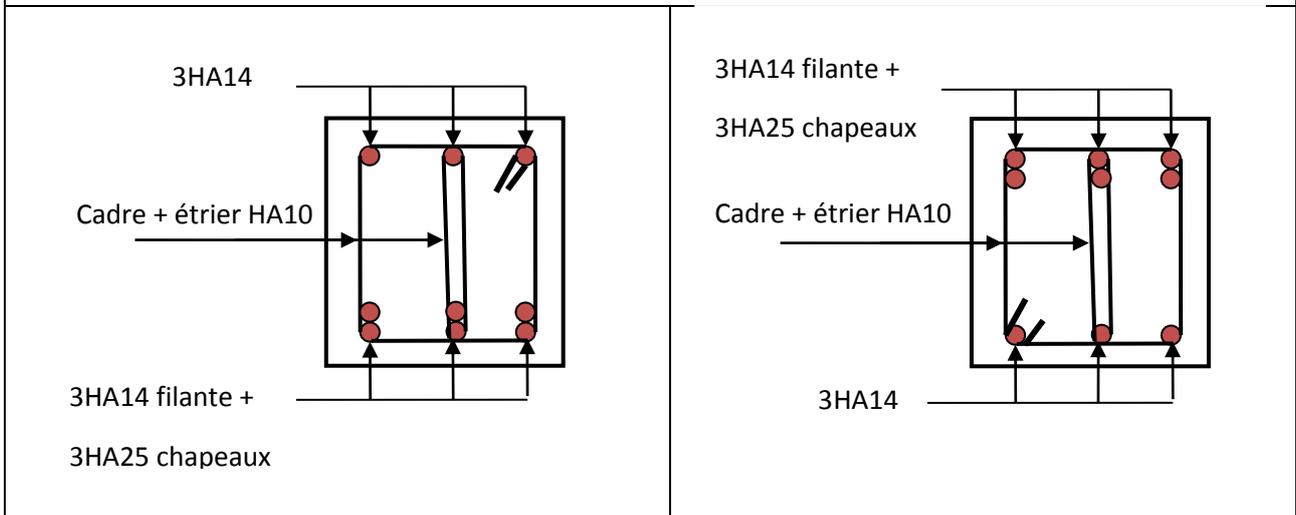
Etages 2,3,4,5,6,7,8,9 et TI

Schémas de ferrailage des poutres secondaires (40×45)

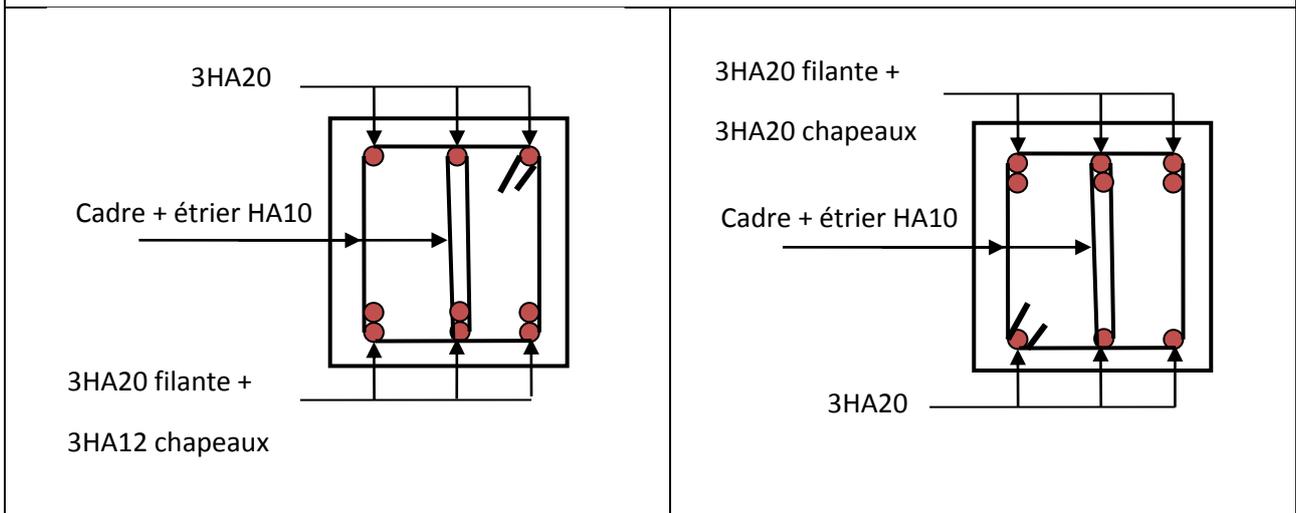
En travée	En appuis
<div style="text-align: center;"> <p>3HA14</p>  <p>Cadre + étrier HA10</p> <p>3HA14 filante + 3HA14 chapeaux</p> </div>	<div style="text-align: center;"> <p>3HA14 filante + 3HA14 chapeaux</p>  <p>Cadre + étrier HA10</p> <p>3HA14</p> </div>
Entre sol 3	
<div style="text-align: center;"> <p>3HA12</p>  <p>Cadre + étrier HA10</p> <p>3HA12 filante + 3HA20 chapeaux</p> </div>	<div style="text-align: center;"> <p>3HA12 filante + 3HA20 chapeaux</p>  <p>Cadre + étrier HA10</p> <p>3HA12</p> </div>
Entre sol 2	



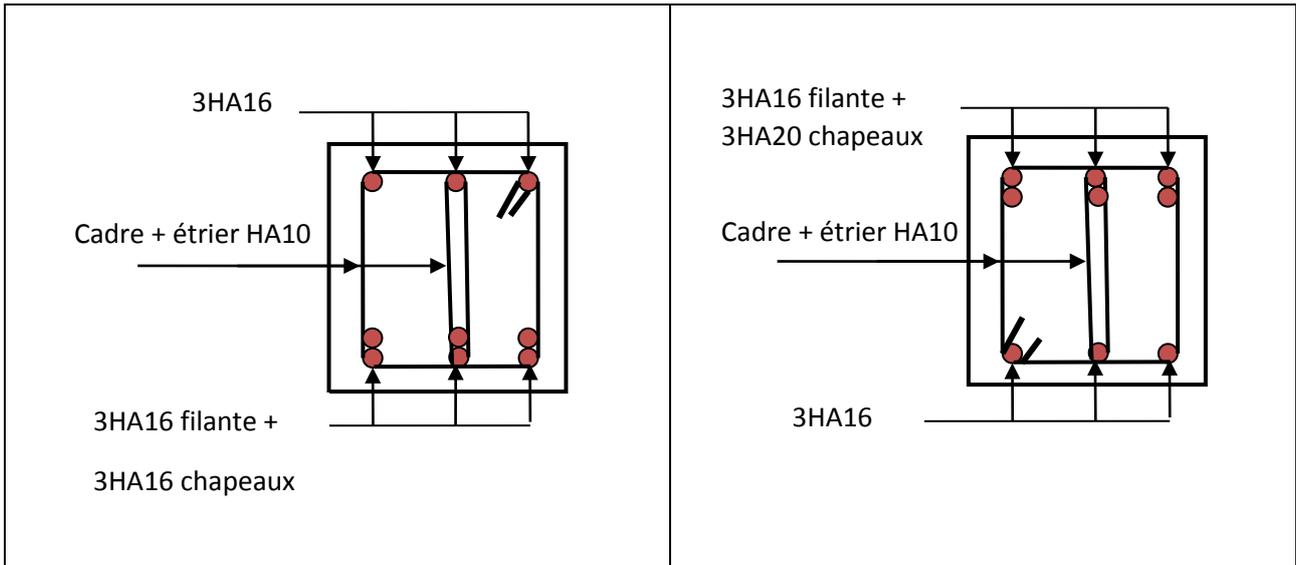
Entre sol 1



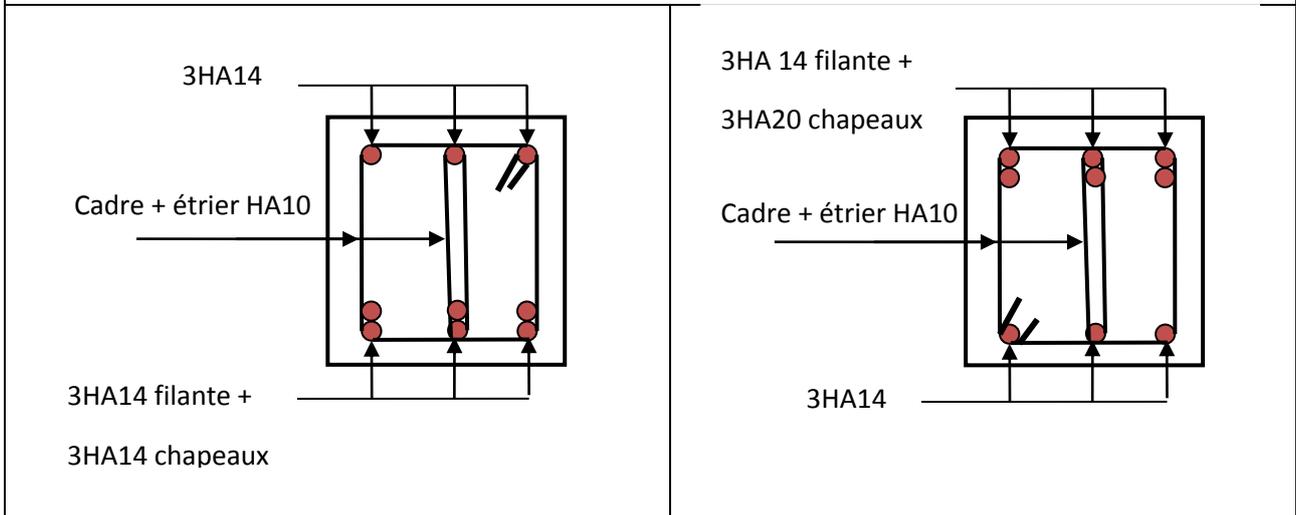
RDC



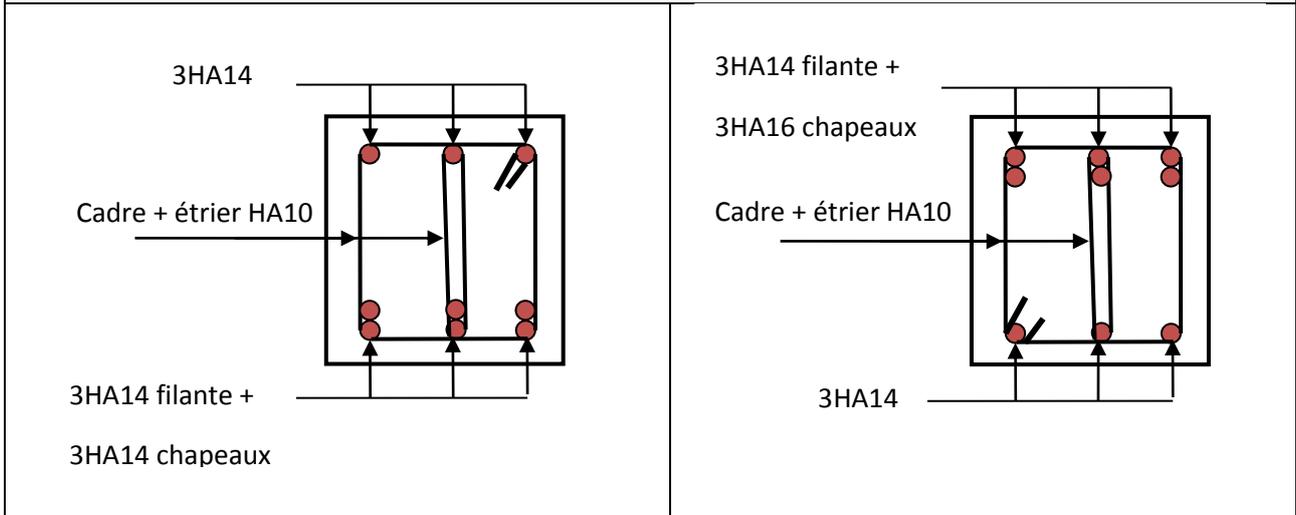
Étages 1,2 et 3



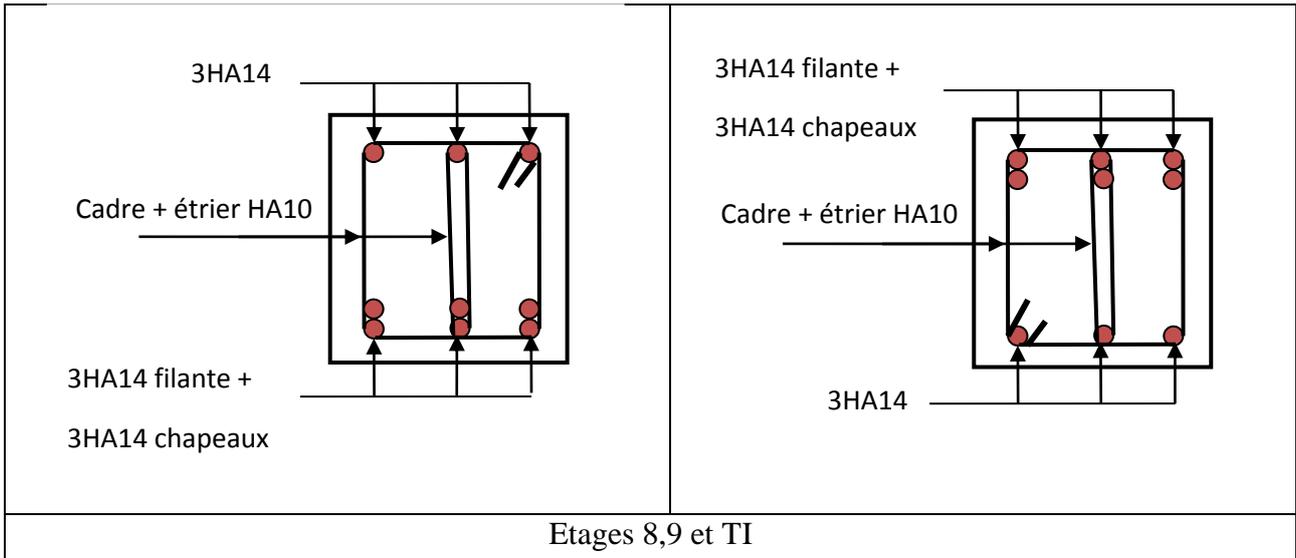
Etage 4



Etage 5 et 6

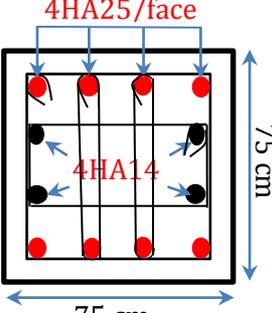
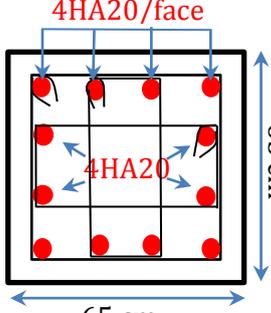
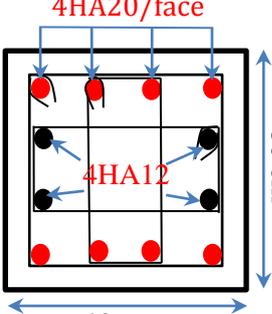
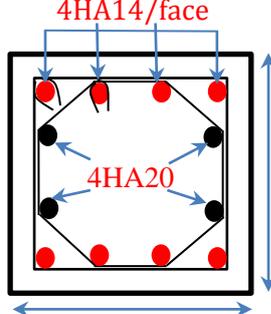
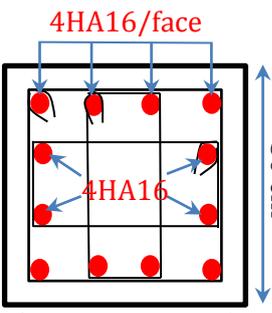
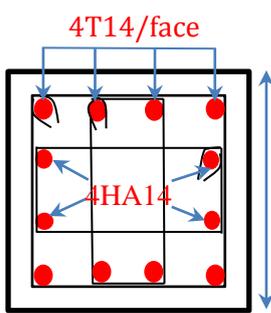


Etage 7



Annexe 6.2

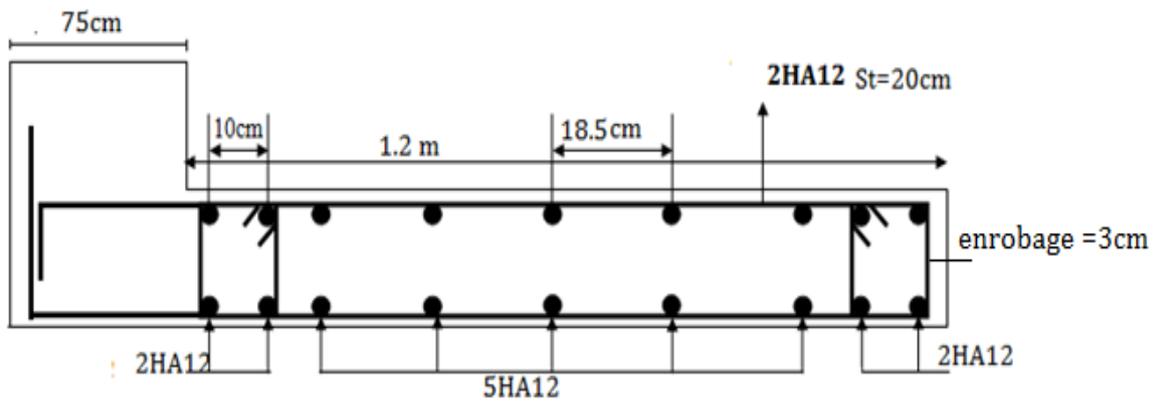
Schémas de ferrailage des poteaux

Entresol 3 et 2	Entresol 1 et RDC
<p>3 Cadre HA_{10}</p>  <p>75 cm</p>	<p>3 Cadre HA_{10}</p>  <p>65 cm</p>
Etages 1 et 2	Etages 3 et 4
<p>3 Cadre HA_{10}</p>  <p>60 cm</p>	<p>2 Cadre HA_{10}</p>  <p>55 cm</p>
Etages 5 et 6	Etages 7,8,9 et TI
<p>3 Cadre HA_8</p>  <p>50 cm</p>	<p>3 Cadre HA_8</p>  <p>45 cm</p>

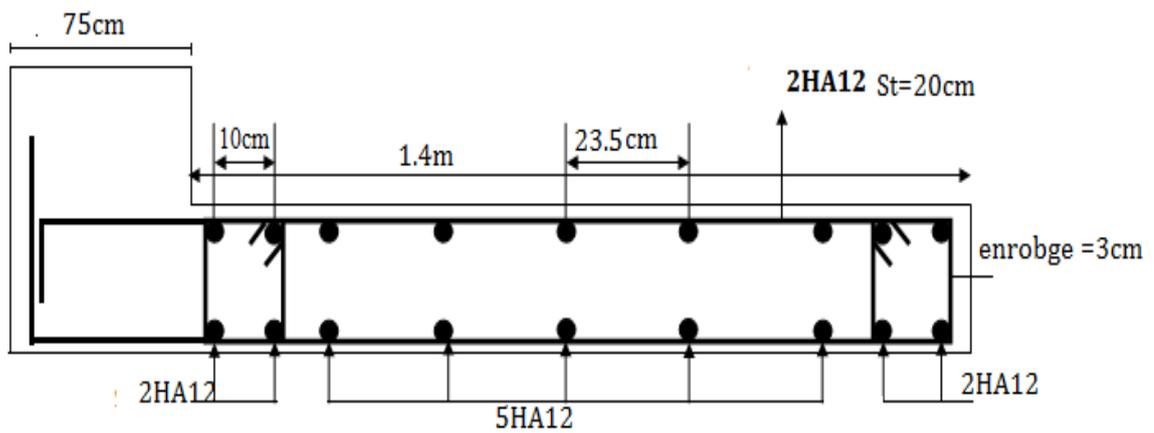
Annexe 6.3

Schémas de ferrailage des voiles.

Schémas de Ferrailage des voiles V_{x1} , V_{x2} .

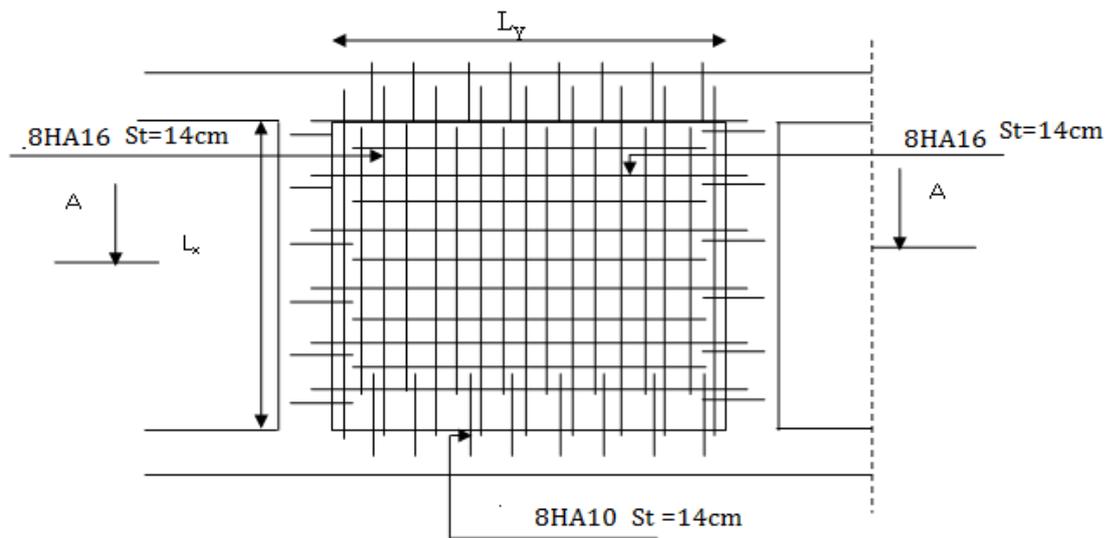


Schémas de Ferrailage des voiles V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} , V_{y4} .



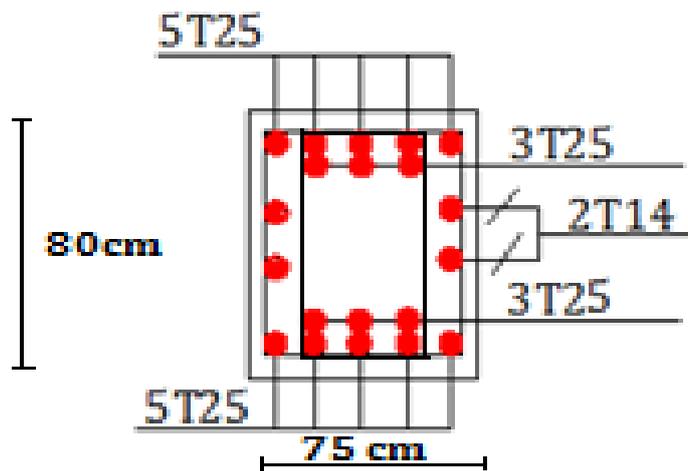
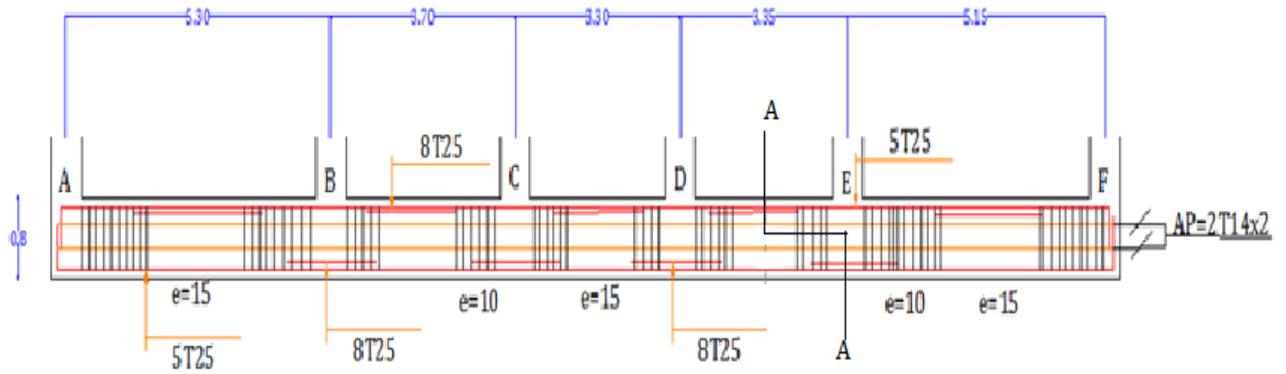
Annexe 7.1

Schéma de Ferrailage du radier.



Annexe 7.2

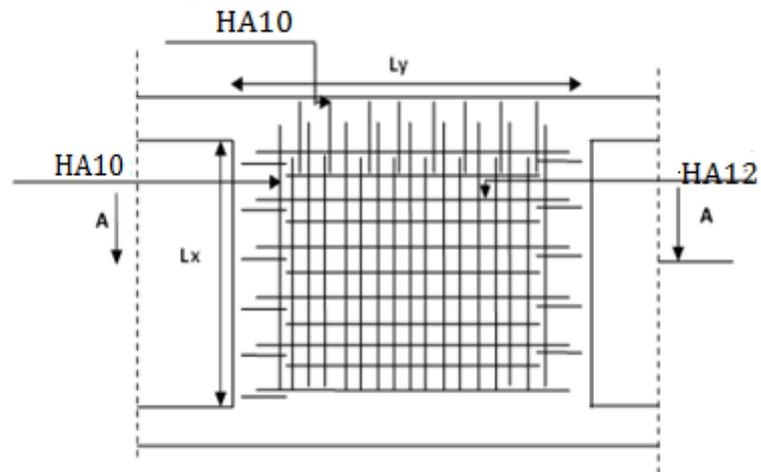
Schéma de Ferrailage de la nervure.



Coupe A-A au niveau d'appui

Annexe 7.3

Schéma de Ferrailage du voile périphérique.



Annexe 8

Rapport de sol.

8. CONCLUSION :

Ce rapport a pour but de l'étude géologique, géotechnique et de stabilité du site réservé à la Réalisation D'un programme de 78 Logements promotionnels en (R+9), Bloc A avec 3 entres sols, Bloc B Avec 4 entres Sols avec commerces et parking intégrés et terrasse accessible sis a SIDI AHMED commune de BEJALA.

➤ Le terrain objet de cette étude fait partie de la localité de SIDI AHMED qui est situé au Nord de la ville de BEJALA au piémont de DJEBEL DE YAMA GOURAYA. Il est limité au Nord par des constructions, à l'Est par une route, à l'Ouest par un terrain vague et CHAABA et au Sud par des bâtiments.

➤ De point de vue morphologique, le terrain est caractérisé par une pente moyenne à accentuée vers le Sud Ouest.

➤ Géologiquement, visuellement et d'après les sondages carotés, le terrain est couvert par des marnes schisteuses beige altérées en surface et indurées en profondeur.

➤ Les résultats des essais pénétrométriques ont mis en évidence la présence de deux horizons :

- Le premier horizon situé entre 0.00 et 4.40m de profondeur caractérisé par des valeurs de résistances de pointes comprises entre 10 et 50 bars, cet horizon correspond peut être à la profondeur du ravinement du CHABAA ou à la tranché d'assainissement comblé par les matériaux d'apport non compacté.
- Le deuxième horizon au delà de 4.40m de profondeur dont les valeurs de résistances de points deviennent supérieures à 50 bars, elles correspondent aux marnes schisteuses beige indurées affleurant en surface.

➤ Le refus total à la pénétration est obtenu à 3.60m pour le P01 et à 4.80m pour le P02 à la rencontre des marnes saines et indurées.

➤ Pour le dimensionnement des fondations, une contrainte admissible de 2.00 bars peut être retenue pour un radier général ancré à 1.00m de profondeur dans la marne schisteuse indurée avec des tassements nuls.

➤ Pour éviter la décompression du sol sous la route du coté Est et pour préserver l'équilibre naturel du site et des constructions mitoyennes du coté Nord, il est recommandé d'entamer les travaux en période sèche à partir du mois de Mai, ainsi, il est vivement recommandé de soutenir le talus de terrassement immédiatement.

➤ Les résultats de calcul de stabilité selon les deux profils à l'état naturel montrent que le terrain est stable avec des coefficients de sécurité minimum égaux à 3.72 pour le profil 01 et 4.37 pour le profil 02.

➤ La vérification de la stabilité après le terrassement montre que les coefficients de sécurité diminuent jusqu' à 1.68 pour le profil 01 et 2.22 pour le profil 02 qui est toujours stable.

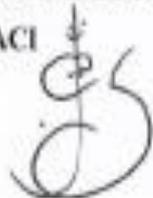
➤ Après la vérification de la stabilité par le logiciel Geoslope, il ressort que le talus de terrassement sera stable et nous insistons sur le **soutènement immédiat** du talus après terrassement car les marnes sont des sols évolutifs qui se **dégradent en contact de l'atmosphère**.

➤ Le sol a une **agressivité faible** au béton. Pas de mesures particulières. Le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques.

➤ Concernant la classification du site, la morphologie et la lithologie de ce dernier ainsi les essais SPT réalisés, permettent de le classer dans la catégorie **S2**, selon le **RPA 99 version 2003**.

LE CHARGE DE L'ETUDE

A. KACI



LE CHEF D'ANTENNE DE BEJAIA

Chief d'Antenne Béjaïa
KACI Ammar



LE GERANT DE LA DIRECTION SETIF

Gérant Direction Setif
BOUIBAOUNE Lakhdar

