



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

Mémoire de Fin de Cycle

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

Étude d'un bâtiment(R+9+sous-sol) à usage d'habitation contreventé par un système mixte

Présenté par :

MOUSSAOUI YACINE
BELLOUT KHELIFA

Encadré par :

Mr. OURTEMACHE MOURAD

Soutenu le 31/10/2021 devant le jury

Mr. M.BOUZEROURA Président
Mme. K.LAOUBI Examinatrice

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

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

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donnée la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A Mr M.OURTEMACHE : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

Ainsi, nous remercions également tous les enseignants qui ont Contribués à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.

A tous ceux qui ont contribués de près ou loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents qui ont toujours été là pour moi, et m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

À mes chères sœurs : KATIA, LYLIA et NASSIMA

À mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

En fin, je remercie mon ami mon binôme KHELIFA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

MOUSSAOUI.Y

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail :

*À mes chers parents qui ont toujours été là pour moi, et m'ont
donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma
reconnaissance et tout mon amour.*

À mes chères sœurs : Sylia, Cherifa et Elina assyl.

À ma chère fiancée : Rima.

À mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

*En fin, je remercie mon ami mon binôme Yacine qui a
Contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Bellout.K

Table des matières

- **Table des figures**
- **Tables des tableaux**
- **Symboles et notations**
- **Introduction Générale**

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Caractéristiques géométriques du projet	1
I.3.1. Données géotechniques du site	1
I.3.2. Caractéristiques structurales	2
I.4. Règlements et normes utilisés	3
I.5. Caractéristiques des matériaux	3
I.6. Les actions	5
I.7. Les combinaison d'actions	5
I.8. Conclusion	6

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II. Introduction	7
II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaire	7
II.1.1. les planchers a corps creux	7
II.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles	9
II.1.3. Dalles pleines	9
II.1.4. Les escaliers	10
II.1.5. Etude de l'acrotère	12
II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux	13
II.2.1. Voiles	13
II.2.2. Poutres	13
II.2.3. Poteaux	14
II.3. Evaluation des charges et surcharges	15
II.4. Descente de charge	17
II.4.1. Vérification	20
II.5. Conclusion	23

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III. Introduction.....	24
III.1. Etude des planchers a corps creux	24
III.1.1. Méthode de calcul	25
III.1.2. Calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	25
III.1.3. Ferrailage des poutrelles	28
III.2.Etude de la dalle de compression	37
III.3. Etude des planchers a dalles pleines	38
III.4. Etude de l'acrotère	44
III.5. Etude des poutres de chainage	49
III.6. Etude de la poutre brisée	52
III.7. Etude de la poutre palière	56
III.8. Etude des escaliers	60

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	66
IV.2. Modélisation	66
IV.3. Méthodes de calcul.....	66
IV.4. Calcul de la force sismique.....	69
IV.5. Résultats obtenue.....	69
IV.5.1. Disposition des voiles de contreventement	69
IV.5.2. Mode de vibration et taux de participation massique.....	70
IV.6. Vérifications des résultats vis-à-vis du RPA	71
IV.6.1. Justification de l'interaction voiles-portiques.....	71
IV.6.2. Vérification de l'effort normal réduit	73
IV.6.3. Vérification de la résultante des forces sismiques	74
IV.6.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux.....	74
IV.6.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.....	75
IV.7. Conclusion.....	77

Chapitre V : Etude Des Eléments Principaux

V.1. Introduction.....	78
V.2. Etude des poteaux	78
V.2.1. Recommandation du RPA	78
V.2.2. Sollicitations dans les poteaux.....	80
V.2.3. Ferrailage des poteaux	81
V.2.4. Vérifications.....	85
V.2.5. Dispositions constructives	88
V.2.6. Schéma de ferrailage des poteaux	89
V.3. Etude des poutres	90
V.3.1. Recommandation du RPA	90
V.3.2. Sollicitations de calcul	91
V.3.3. Ferrailage des poutres	91
V.3.4. Vérification des zones nodales	97
V.4. Etude des voiles	102
V.4.1. Recommandation du RPA.....	102
V.4.2. Ferrailage des voiles.....	104
V.5. Conclusion	107

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	108
VI.2. Etude des fondations.....	108
VI.2.1. Les différents types de fondation	108
VI.2.2. Choix du type des fondations	108
VI.2.3. Capacité portante de sol d'assise.....	108
VI.2.4. Vérification vis-à-vis des fondations superficielles	108
VI.3. Ferrailage du radier	113
VI.4. Ferrailage des nervures	116
VI.5. Voiles périphériques	122
VI.5.1. Schéma statique d'un voile périphérique	125
VI.6. Conclusion.....	126

- **Conclusion Générale**

- **Bibliographie**

- **Annexes**

- **Plans**

Table des figures

Chapitre I

Chapitre II

Figure II.1. Schéma de disposition des poutrelles.....	7
Figure II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	8
Figure II.3. Dalle sur 4 appuis	10
Figure II.4. Schéma des escaliers étages courants	10
Figure II.5. Schéma statique volée 2 et 3	11
Figure II.6. Schéma statique volée 1.	11
Figure II.7. L'acrotère.....	12
Figure II.8. Vue en plan d'un voile.	13
Figure II.9. Hauteur libre de poteau.....	14
Figure II.10. La surface afférente du poteau G2	18

Chapitre III

Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle	25
Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis.....	26
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants	26
Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	37
Figure III.5. Dalle sur 4 appuis.....	38
Figure III.6. Section de la dalle pleine à ferrailer	38
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	43
Figure III.8. Coupe A-A de la dalle sur 4 appuis.....	43
Figure III.9. Coupe transversale de l'acrotère	44
Figure III.10. Schéma des sollicitations dans l'acrotère	44
Figure III.11. section droite de l'acrotère à ferrailer.....	46
Figure III.12. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	48
Figure III.13. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage (Travée+ Appuis).....	51
Figure III.14. Schéma statique de la poutre brisée	52
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre brisée	55
Figure III.16. Schéma statique de la poutre palière.. ..	56
Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre palière	59
Figure III.18. Schéma statique de la volée.	60
Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant volée 2-3.....	63
Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant volée 1.....	65

Chapitre IV

Figure IV.1. Plans de disposition des voiles.	69
Figure IV.2. Mode 1(Translation selon XX).....	70
Figure IV.3. Mode 2(Translation selon YY).....	71
Figure IV.4. Mode 3(Torsion selon ZZ).....	71

Chapitre V

Figure V.1. Zone nodale	79
Figure V.2. Section d'un poteau.....	86
Figure V.3. Les moments dans la zone nodale	97
Figure V.4. Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.....	99
Figure V.5. Schéma de ferrailage des poutres principales(de Sous-sol jusqu'au 7ème étages).	99
Figure V.6. Schéma de ferrailage des poutres principales (8ème+9ème étages).	100
Figure V.7. Schéma de ferrailage des poutres secondaires (de Sous-sol jusqu'au 7ème étages).	100
Figure V.8. Schéma de ferrailage des poutres secondaires (8ème+9ème étages).....	101
Figure V.9. Disposition des armatures verticales	103
Figure V.10. Schéma d'un voile plein.	104
Figure V.11. Schéma de ferrailage du voile $V_y 2$	107

Chapitre VI

Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.....	109
Figure VI.2. Dimension du radier.....	110
Figure VI.3. Zone de contact poteau- radier.....	111
Figure VI.4. Dalle sur quatre appuis	113
Figure VI.5. Schéma de ferrailage de radier.....	115
Figure VI.6. Schéma de rupture des dalles de radier.	116
Figure VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.....	117
Figure VI.8. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.	118
Figure VI.9. Section à ferrailer	119
Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures.....	124
Figure VI.11. Schéma du mur périphérique.....	125
Figure VI.12. Diagramme des contraintes.....	126
Figure VI.13. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	128

Table des Tableaux

Chapitre I

Tableau I.1. Caractéristique des matériaux utilisé	6
--	---

Chapitre II

Tableau II.1. pré-dimensionnement des escaliers de la structure.....	12
Tableau II.2. Évaluation des charges revenant à la terrasse inaccessible	15
Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher à étage courant.....	15
Tableau II.4. Évaluation des charges revenant aux murs en double cloison.....	16
Tableau II. 5. Évaluation des charges revenant à la volée d'escalier.....	16
Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au palier d'escalier.....	17
Tableau II.7. Descente des charges sur le poteau le plus sollicité (G2)	20
Tableau II.8. Vérification des poteaux a la compression simple.....	21
Tableau II.9. Vérification au flambement des poteaux.....	22
Tableau II.10. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour les poteaux.....	23
Tableau II.11. Section adoptée pour les poutres et les poteaux.....	23

Chapitre III

Tableau III.1. Types de poutrelles	24
Tableau III.2. Chargements sur les poutrelles	25
Tableau III.3. Sollicitations maximales des différents types de poutrelles.....	27
Tableau III.4. Les Sollicitations maximales.. ..	28
Tableau III.5. Ferrailage de poutrelles	34
Tableau III.6. Vérifications nécessaires à l'ELU	34
Tableau III.7. Vérification des contraintes à l'ELS	35
Tableau III.8. Vérifications de flèches	35
Tableau III.9. schéma de ferrailage des poutrelles	36
Tableau III.10. Ferrailage de dalles sur 4 appuis.....	40
Tableau III.11. Vérification des états limites de compression du béton.....	41
Tableau III.12. Vérification des états limite d'ouverture des fissures	42
Tableau III.13. Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	45
Tableau III.14. Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.....	50

Tableau III.15. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.....	50
Tableau III.16. Ferrailage de la poutre brisée.	53
Tableau III.17. Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée.....	55
Tableau III.18. Ferrailage de la poutre palière	57
Tableau III.19. Vérifications des contraintes à l'ELS	59
Tableau III.20. Résultats des ferrillages des volées 2-3 d'étage courant.....	62
Tableau III.21. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	63
Tableau III.22. Résultats des ferrillages de la volée 1 d'étage courant	64
Tableau III.23. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	65

Chapitre IV

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités dans le sens (x-x)et (y-y).....	68
Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure	70
Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	72
Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	72
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit	73
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	74
Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base après majoration de l'action sismique.....	74
Tableau IV.8. Vérification des déplacements de niveaux selon les deux sens (X-Y).	75
Tableau IV.9. Vérification de l'effet P- Δ selon les deux sens (X-Y)	76
Tableau IV.10. Dimensions finales des éléments structuraux	77

Chapitre V

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	79
Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux.....	80
Tableau V.3. Armature longitudinale dans les poteaux	83
Tableau V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux	84
Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum	86
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	87
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	88
Tableau V.8. Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA	91
Tableau V.9. Les sollicitations les plus défavorables.	91
Tableau V.10. Armatures longitudinales dans les poutres.	92

Tableau V.11. Vérification de l'effort tranchant.....	94
Tableau V.12. Vérification au cisaillement.....	95
Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	95
Tableau V.14. La flèche de la poutre secondaire	96
Tableau V.15. Moment résistant dans les poteaux.	97
Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres.....	97
Tableau V.17. Vérification de la zone nodale.....	98
Tableau V.18. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1}	105
Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile V_{y2}	105
Tableau V.20. Ferrailage du voile V_{x1}	106
Tableau V.21. Ferrailage du voile V_{y2}	106

Chapitre VI

Tableau VI.1. Ferrailage du radier.....	114
Tableau VI.2. Vérifications des contraintes du béton et l'acier.....	115
Tableau VI.3. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS	115
Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.	117
Tableau VI.5. Sollicitations à l'ELS.....	118
Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y	118
Tableau VI.7. Sollicitations à l'ELS.....	119
Tableau VI.8. Résumé des résultats du ferrailage des nervures.	119
Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes).	120
Tableau VI.10. Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS	121
Tableau VI.11. Ferrailage du voile périphérique	123
Tableau VI.12. Vérifications des contraintes dans le voile périphérique	125

Symboles et Notations

Lettres majuscules latines

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_i : Aire du niveau « i », en m².

D : Facteur d'amplification dynamique.

E_{ij} : Module de déformation instantané du béton, en MPa.

E_{vj} : Module de déformation différée du béton, en MPa.

F_k : Force sismique latérale de l'étage « k », en t.

G : Module de déformation transversale, en MPa.

G_i : Charge permanente gravitaire, en t/m².

H : Hauteur totale de la tour avec les trois sous-sols, en m.

L : Longueur totale de la structure.

M_i : Masse d'un niveau « i », t.

M_{Gi} : Masse dues aux charges permanentes du niveau « i », t.

M_{Qi} : Masse dues aux charges d'exploitations du niveau « i », t.

N : Effort normal de compression, t.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site, s.

V : Effort sismique, t.

V_u : Effort tranchant, t.

Lettres minuscules latines

a : Épaisseur du voile, m.

b₀ : Largeur de la section cisailée, m.

d : hauteur utile de la section cisailée, m.

e_p : Épaisseur des panneaux de dalle, m².

f_{c28} : Contrainte du béton à la compression à 28 jours, MPa.

f_{cj} : Contrainte du béton à la compression au jour « j », MPa.

f_{tj} : Contrainte du béton à la traction au jour « j », MPa.

h : Hauteur de la poutre, m.

h_e : Hauteur libre de l'étage.

l : Largeur totale de la structure, m.

l_v : Portée minimale des voiles, m.

Lettres grecques

β : Coefficient de pondération.

γ_b, γ_s : Coefficient de sécurité.

δ_{ki} : Déplacements horizontaux du niveau « i » de la structure.

ε_b, ε_s : Déformation du béton et de l'acier respectivement.

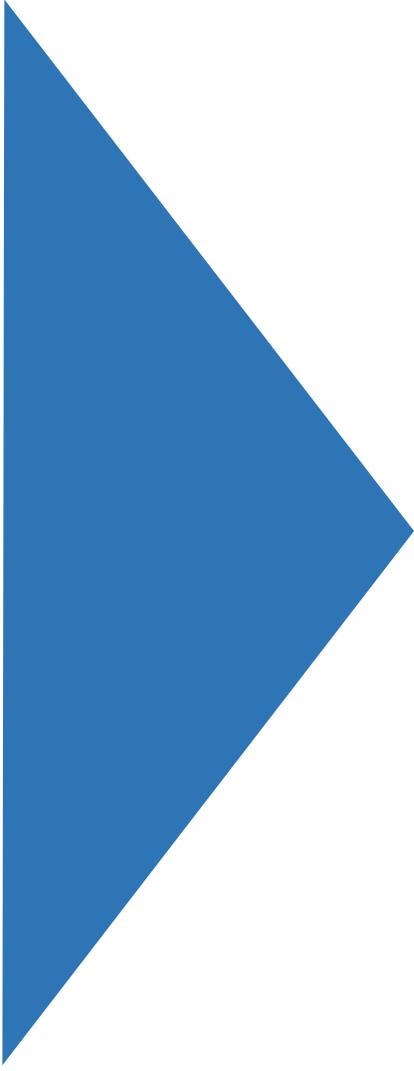
η : Facteur de correction d'amortissement.

θ : Coefficient prenant en compte la durée d'application de la charge.

σ_{bc}, σ_s : Contrainte limite ultime du béton et de l'acier respectivement, MPa.

τ_u : Contrainte tangentielle.

Φ_{ik} : Amplitude au niveau « k » dans le mode i.



Introduction

Générale

Introduction Générale

Le domaine de construction est assez vaste, il a connu de diverses innovations durant son histoire, il nécessite en plus des capacités technique et matériels, un effort important de planification. Que l'usage d'un bâtiment résidentiel, commercial, industriel ou institutionnel. Sa construction fait appel à de nombreuses techniques, règles et matériaux qui évoluent vite.

Il faut reconnaître qu'il aura fallu s'adapter aux évolutions, mais aussi aux nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des phénomènes naturels tels que les séismes.

L'Algérie est parmi les pays qui est soumise à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces quatre dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour réduire ce risque et se protéger des conséquences d'un séisme, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol. Les ingénieurs en génie civil veulent à répondre aux exigences de la société, tout en assurant la protection de l'environnement et la sécurité des citoyens, ils sont donc appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Les expériences vécus durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérienne publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement consiste donc à trouver des techniques permettant aux structures de résister à toutes les secousses intensités inférieurs ou égales à l'intensité nominale fixée par la loi. Il assure un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

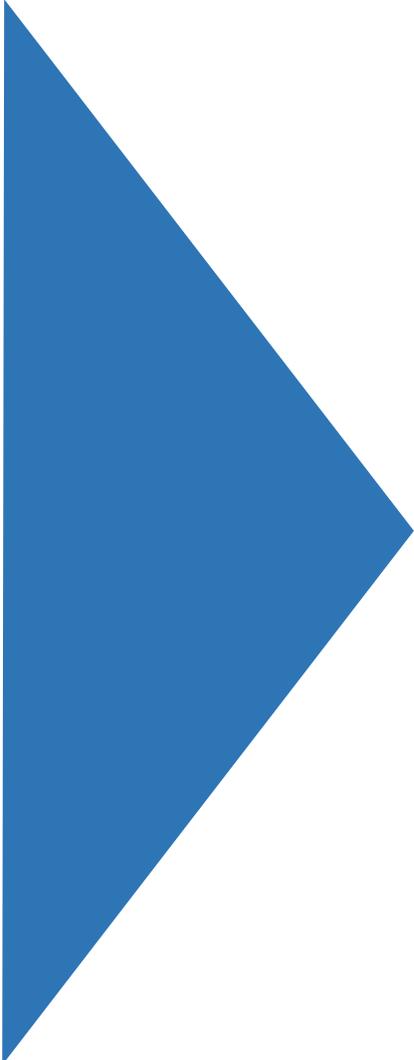
Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (R+9+sous-sol) à usage d'habitation.

Sis à AKBOU.

Introduction Générale

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 prédimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre comporte l'étude sismique de la structure.
- Le cinquième chapitre comporte le calcul des éléments principaux.
- Le sixième et dernier chapitre comporte l'étude de L'infrastructure.



CHAPITRE

I

Généralités

I.1 Introduction

L'étude d'un ouvrage en béton armé nécessite des prérequis de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, dans le but d'obtenir un modèle sécuritaire et économique, et pour que cette étude soit bien faite, la connaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable.

Nous présentons dans ce chapitre une brève description de l'ouvrage qui nous a été confié pour l'étude ainsi que les principales caractéristiques du béton armé.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet à étudier est une promotion immobilière : un bloc en R+09 avec sous-sol, Le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (Groupe d'usage 2), il est aussi un bâtiment collectif, le terrain est situé à SIDI ALI commune de AKBOU wilaya de Bejaia.

D'après le RPA 99 version 2003, Bejaïa est une zone de moyenne sismicité (IIa). La structure de l'ouvrage est mixte en portique et voile.

• Le bâtiment est composé de :

- Le sous-sol à usage automobile (parking).
- Le rez-de-chaussée à usage d'habitation ce compose de deux logements en F3.
- Le premier étage à usage d'habitation avec trois logements en (F4a, F4b et F3).
- Le deuxième étage jusqu'au huitième étage à usage habitation avec trois logements en (F3a, F3b et F4).
- Le neuvième étage à usage d'habitation avec trois logements en (F4, F4b et F2).
- Le dernier niveau est une terrasse inaccessible.

I. 3. Caractéristiques géométriques du projet

- Longueur du bâtiment : $L = 26,60$ m.
- Largeur du bâtiment : $l = 16,55$ m.
- Hauteur du sous-sol : $H = 3,23$ m.
- Hauteur de RDC et étages courant : $H = 2,89$ m.
- Hauteur du bâtiment sans acrotère : $H = 33,73$ m
- Hauteur totale du bâtiment (S.S+ RDC + acrotère) : $H = 34,33$ m.

I 3. 1. Données géotechniques du site

D'après les résultats obtenus par le bureau d'étude technique chargé de l'étude, on peut souligner les conclusions et les recommandations suivantes :

- Une contrainte de sol de 2 bars obtenus à partir d'une profondeur d'ancrage de 6m.
- Le sol est classé en catégorie Sol meuble (S3) selon sa nature géotechnique.

I.3.2. Caractéristiques structurales

➤ **Ossature de l'ouvrage**

La structure de notre bâtiment est contreventée par un système mixte (voile portique) longitudinaux et transversaux formées de poteaux et poutre.

➤ **Plancher**

Les planchers sont de type corps creux, est une dalle de compression, les entrevous s'appuient sur les poutrelles on nervure qui elle-même reposent sur des poutres, la dalle de compression et les nervures sont coulées sur place.

➤ **Escalier :**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec trois volées et deux paliers inter étage.

➤ **Maçonnerie :**

On distingue:

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm.

➤ **Revêtement**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.

➤ **Gaine d'ascenseur**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

➤ **Balcon**

Les balcons sont réalisés en corps creux.

➤ **Voiles**

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et l'emplacement sera étudié ultérieurement.

➤ **L'infrastructure** : Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitations des tassements différentiels

I.4. Règlement et normes utilisés

- RPA 99/ version 2003 (Règlement parasismique algérien).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- DTR BC 2.3.3.1 (pour les fondations superficielles)

- **Etat limites de calculs :**

Etat limite est un état au de-là duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle été conçue il existe deux états limites :

- ✓ Etat limites ultime (ELU) ou résistance :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage, on cite trois cas :

- ELU d'équilibre statique.
- ELU de la stabilité de forme(le flambement).
- ELU de résistance

- ✓ Etat limite de service (ELS) ou d'utilisation

Qui consiste à vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois cas :

- ELS de déformations des éléments (flèche).
- ELS d'ouverture des fissures (acier).
- ELS de la compression du béton.

I.5. Caractéristiques des matériaux :

a-Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats, sable et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment) qui sert de coller on y ajoute éventuellement des adjuvant.

➤ La résistance à la compression:

-Pour : $j \leq 28$ jours :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{4.76+0.83j} \right] f_{c28} \\ f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \left[\frac{j}{1.40+0.95j} \right] f_{c28} \end{cases} \quad (\text{CBA 93 (art: A.2.1.1.1.)})$$

-pour : $j \geq 60$ jours :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad (\text{CBA 93 (art: A.2.1.1.1.)})$$

Pour notre étude $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$

➤ La résistance la traction :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } j \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA93, Art. A.2.1.1.2})$$

Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{ Situation durable} \\ 18.45 \text{ Situation accidentelle} \end{cases} \quad (\text{BAEL91, Art. A.4.3.4})$$

Contrainte limite à l'ELS :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad (\text{BAEL91, Art. A.4.52})$$

➤ Modules de déformation longitudinale du béton :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa} \quad (\text{pour les charge d'une durée d'application inférieure 24h})$$

(CBA93, Art. A.2.1.2.1)

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = 10818.86 \text{ MPa.} \quad (\text{Pour les charges de longue durée}) \quad (\text{CBA93, Art. A.2.1.2.2})$$

➤ Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ pour des sollicitations à ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ pour des déformations à ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA 93 (art A.2.1.3.)})$$

➤ Module d'élasticité transversal :

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

Avec :

ν = coefficient de poisson. , E = module d'élasticité.

➤ Contrainte admissible de cisaillement :

Fissuration peu nuisible F.P.N:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa}\right) \quad (\text{B.A.E.L.91, Art. A.5.1, 211}) \text{ p36}$$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 3.33 \text{ Mpa} & \text{situation durable et transitoire} \\ 4.43 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable F.P ou F.T.P : $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa}\right)$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} 2.50 \text{ Mpa} & \text{situation durable et transitoire} \\ 3.26 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.

$\gamma_b = 1.15$ coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.

b-Acier :

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en aciers de haute adhérence sont les suivantes :

Fe E40 = 400 MPa ; $\gamma_s = 1.15$ (situations courantes) ; $\gamma_s = 1.00$ (situations accidentel).

Contrainte limite des aciers :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \quad ; \quad \sigma_s = E_s * \varepsilon_s \quad \text{pour : } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

Etat limite de service (E.L.S) :

Cas où la fissuration est préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante. La contrainte est limitée à :

Cas1: Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification à faire.

Cas2: Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}\right]$ Mpa (BAEL91, Art.4.5.33)

Cas 3: Fissuration très préjudiciable: $\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}\right]$ Mpa

Avec : η Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses et treillis soudés.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à hautes adhérences.

I.6. Les actions :

Les actions sont l'ensemble des charges appliquées à la structure, on distingue :

a- Les actions permanentes (G) :

Le poids propre de la structure, le poids des revêtements et croissants, le poids de poussée des terres et des liquides.

b- Les actions permanentes (Q) :

Les actions appliquées en cours d'exécution, les charges climatiques (neige, vent), les actions d'exploitation.

c- Les actions accidentelles :

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application telle que le séisme, action du feu, chocs de véhicules... etc.

I.7. Les combinaisons d'actions :

- Situation durable : ELU : $1,35G + 1,5Q$.
ELS : $G + Q$. (RPA 99/version 2003)
- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$.
 $0,8G \pm E$.
 $G + Q \pm 1,2 \times E$ (pour les poteaux des portiques auto stable).

➤ Les sollicitations :

Les sollicitations sont des effets provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, ces dernières sont exprimées sous forme des efforts (normaux, tranchants) et des moments (de flexion, de torsion).

✓ Extension ou traction simple :

Compression simple, cisaillement, torsion simple, flexion simple.

✓ Sollicitations composées :

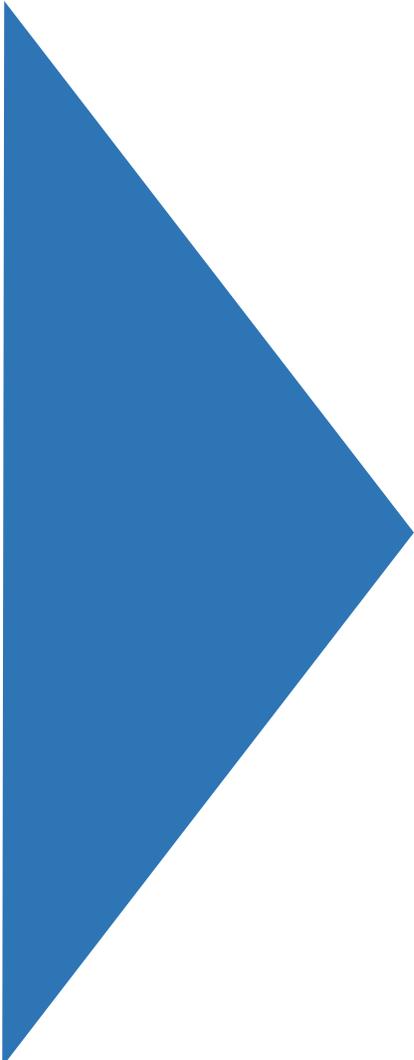
Flexion avec compression ou traction, flexion avec torsion, torsion avec compression ou traction.

I.8.Conclusion :

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

Tableau I.1:Caractéristiques des matériaux utilisés

	Béton		Acier
La résistance à la compression	$f_{c28} = 25\text{Mpa}$	Limite élastique	$f_e = 400\text{Mpa}$
La résistance à la traction	$f_{t28}=2.1\text{Mpa}$	Module d'élasticité	$E=2 \times 10^5\text{MPa}$
Situation durable	$f_{bu}=14.2\text{ Mpa}$	Situation courante	$\sigma_s= 348\text{ MPa}$
Contrainte limite à l'ELS	$\bar{\sigma}_{bc}=0,6 \times f_{c28}$	Contrainte à l'ELS FN	$\bar{\sigma}_s=201.63\text{Mpa}$
$E_{ij}= 32164.2\text{ MPa}$			
$E_{vj} = 10818.86\text{ MPa.}$			



CHAPITRE

II

Pré- dimensionnement des éléments

II. Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l’ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement de la structure.

La transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu’à la fondation

L’objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu’ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91, le CBA 93 et D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d’exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase de dimensionnement.

II .1 Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

II 1.1 Les planchers à corps creux :

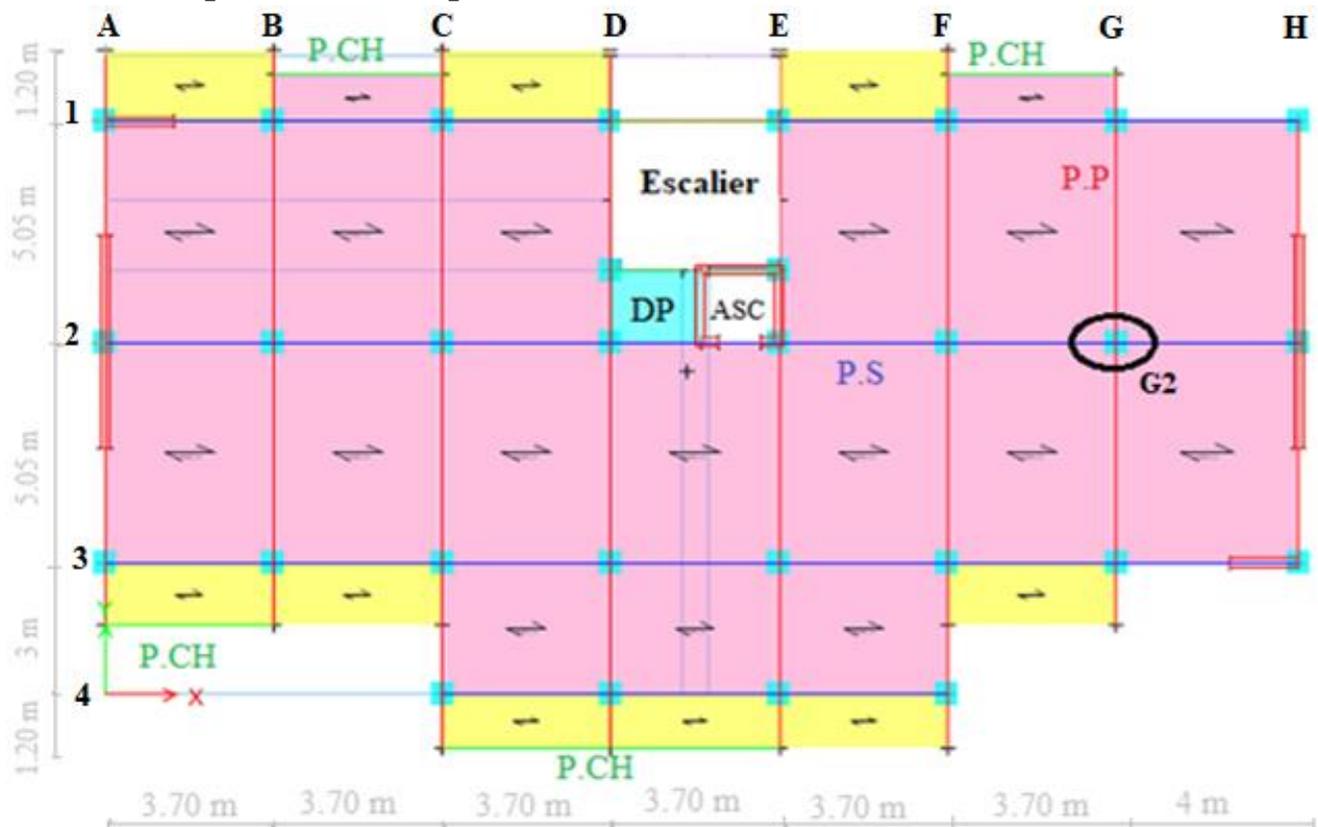


Figure II.1. Schéma de disposition des poutrelles.

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

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B. 6.8.4.2 CBA 93})$$

Avec :

- $ht = h+h_0$: hauteur totale du plancher.
- h_0 : hauteur de la dalle de compression.
- h : hauteur de l'hourdis (corps creux).
- L_{max} : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles) .

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

$$ht \geq \frac{370}{22.5} \Rightarrow ht = 16,44\text{cm.}$$

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

Donc on adopte un plancher de hauteur ($ht = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4$) = 20cm.

$$\text{Avec : } \begin{cases} h_{cc} = 16\text{cm} : \text{Hauteur du corps creux.} \\ H_{ddc} = 4\text{cm} : \text{Hauteur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

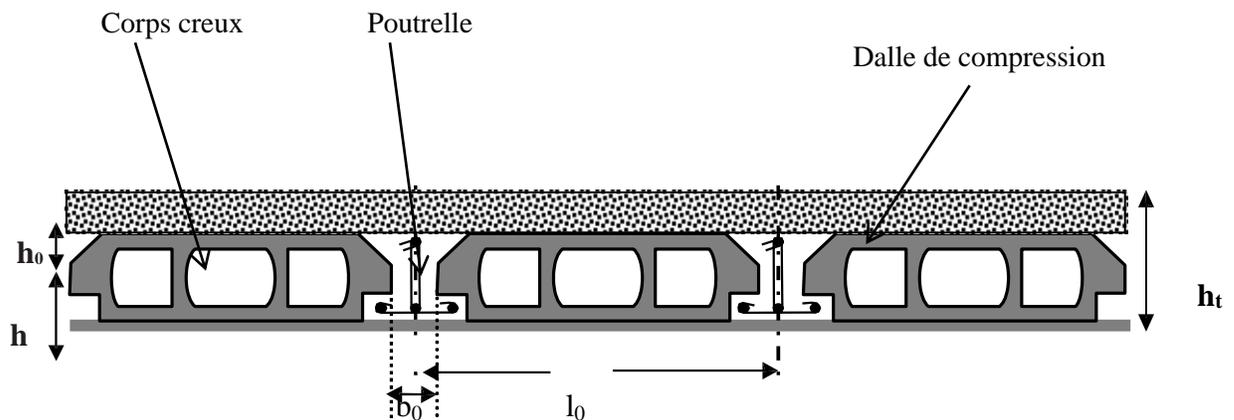


Figure II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

II.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles

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

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Le critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \quad (\text{CBA93.Art.4.1.3})$$

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

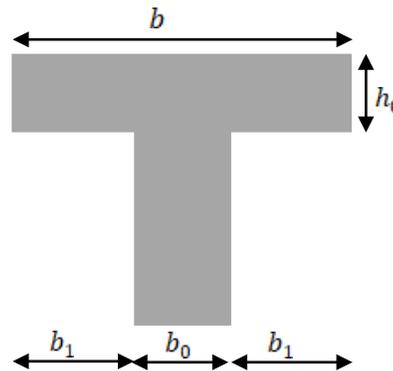
h₀ : Hauteur de la dalle de compression.

b₀ : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement.

b : Largeur efficace

L_x : Distance entre nus des poutrelles.

L_y : Travée min dans les poutrelles



Dans notre cas, on a ce qui suit :

h = 16 cm ; h₀ = 4 cm ; b₀ = 10 cm ; b₁ = 27,5 cm.

L_x = 65 - 10 = 55 cm . L_{ymin} = 370 - 30 = 340 cm pour tous les niveaux .

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}; \frac{340}{10}\right) \Rightarrow \mathbf{b = 65cm.}$$

II.1.3 Dalles pleines :

La dalle pleine est un élément horizontal porteur en béton armé continu sans nervures coulé sur place. Elle repose avec ou sans continuité sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres.

Dans notre bâtiment, on as un seul panneau de dalle pleine (sur quatre appuis).

Son pré-dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- Critère de résistance

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis, } \rho < 0.4.$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \rightarrow \text{Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaires ou 4 appuis et 3 appuis, } \rho \geq 0.4.$$

Avec :

L_x : la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

- Critère de Coupe-feu :

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

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)

- Critère d'isolation phonique :

Selon les règles techniques du CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique et si on a une dalle à l'intérieur de la structure, On prend : $e = 14\text{cm}$

Notre projet comporte un seul type de dalle pleine :

- Dalles sur quatre appuis :

$L_x = 1.5\text{ m}, \quad L_y = 1.8\text{ m}.$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1,5}{1,8} = 0,833 > 0,4 \quad \rho = 0.833$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3,33 \leq e \leq 3,75\text{cm}.$$

La condition du coupe-feu : $e \geq 11\text{cm}$

La dalle est à l'intérieur de la structure $e \geq 14\text{cm}$

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

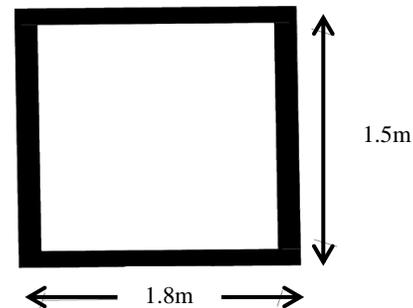


Figure II.3. Dalle sur 4 appuis

II.1.4 Les Escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière des plans horizontaux permettant l'accès aux différents niveaux.

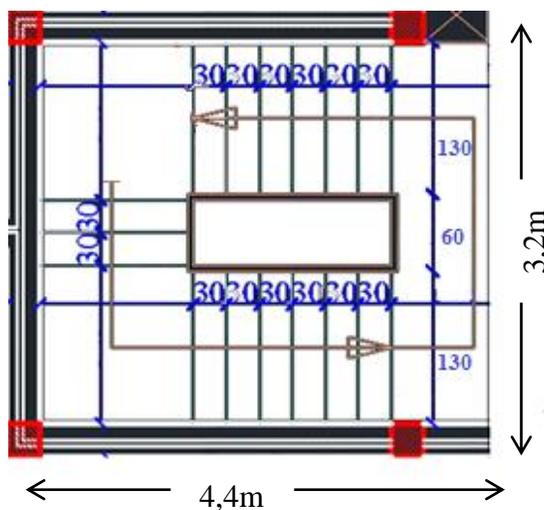


Figure II.4 Schémas des escaliers étages courants.

Dans notre projet on a trois types d'escalier:

- Type I : escalier a trois volées (étage courant).
- Type II : escalier a quatre volées (Sous-sol vers RDC).
- Type III : escalier a une seul volée (Rentrée du bâtiment).

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$59cm \leq g + 2h \leq 64cm$$

Soit :

H : hauteur de la volée ; h : Hauteur de la contre marche.

L : longueur de la volée ; n : Nombre de contre marche.

n -1: Nombre de marches ; g : Giron ;

Et: $h = \frac{H}{n}$; $g = \frac{L_0}{(n-1)}$;

❖ On donne un exemple de calcul (Type I) et les valeurs d'autres types seront mentionner dans le tableau II.1.

➤ **Type I (Volée 02 et 03)**

-Calcul du nombre de marche (n) et de contres marches (n-1)

$H=1,19 \text{ m}$, $L_0= 1,80 \text{ m}$, $\alpha = 33.47^\circ$

$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \rightarrow 64 n^2 - 428 n + 238 = 0$

Après la résolution, on trouve (nombre de contre marche) : **n=7**

Ce qui donne le nombre de marche **n-1 = 6**

-Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$g = \frac{L_0}{(n-1)} = \frac{180}{(7-1)} = 30cm$ $h = \frac{H}{n} = \frac{119}{7} = 17cm$.(la condition de blondel et satisfaite)

-Épaisseur de la pailasse $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

Avec : $L = \sqrt{L^2 + H^2} + L_p \Rightarrow L = \sqrt{1,8^2 + 1,19^2} + 1,3$

$L = 3,4578m \Rightarrow \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \begin{cases} 11,526 \leq e \leq 17,23cm. \\ e \geq 11cm \text{ pour 2 heures de coupe feu.} \end{cases} \Rightarrow e = 14cm.$

➤ **Type I (Volée 01)**

$H= 0.51 \text{ m}$, $L_0= 0.6 \text{ m}$, $\alpha = 40.36^\circ$

$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \rightarrow 64 n^2 - 226 n + 102 = 0$

Après la résolution, on trouve (nombre de contre marche) : **n=3**

Ce qui donne le nombre de marche **n-1 =2**

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

$g = \frac{L_0}{(n-1)} = \frac{60}{(3-1)} = 30cm$ $h = \frac{H}{n} = \frac{51}{3} = 17cm$.(la condition de blondel et satisfaite)

-Épaisseur de la pailasse $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$

$L = 78.746 \text{ cm} \Rightarrow \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \begin{cases} 2,62 \leq e \leq 3,93cm. \\ e \geq 11cm \text{ pour 2 heures de coupe feu.} \end{cases} \Rightarrow e = 14cm.$

Figure II.5.Schéma statique volée 02 et 03

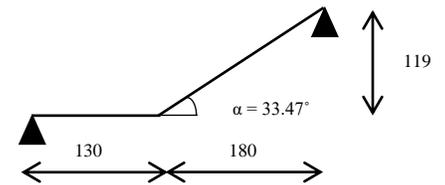
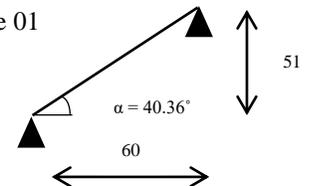


Figure II.6.Schéma statique volée 01



NB : Les résultats de tout le pré dimensionnement des escaliers sont dans le tableau suivant :

Tableau II.1 pré-dimensionnement des escaliers de la structure

Type	Volée	H (m)	L ₀ (m)	Inclinaison α	N (Nbr de contre marche)	h(cm)	g(cm)	Epaisseur (cm)
Entrée RDC (III)	1	1,19	1,8	33.47°	7	17	30	7,19≤e≤10,79
(I) Etage courant	1	0.51	0.6	40.36°	3	17	30	2.62≤e≤3.93
	2	1.19	1.8	33.47	7	17	30	11.53≤e≤17.23
	3	1.19	1.8	33.47°	7	17	30	11.53≤e≤17.23
(II) Sous-sol	1	0.51	0.6	40.36°	3	17	30	2.62≤e≤3.93
	2	1.19	1.8	33.47	7	17	30	11.53≤e≤17.23
	3	0.34	0.3	48.57°	2	17	30	1.51≤e≤2.27
	4	1.19	1.8	33.47°	7	17	30	11.53≤e≤17.23

Donc on opte pour **e=14cm** pour tous les paillasse d'escaliers.

II.1.5 Etude de l'acrotère

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

H=60cm

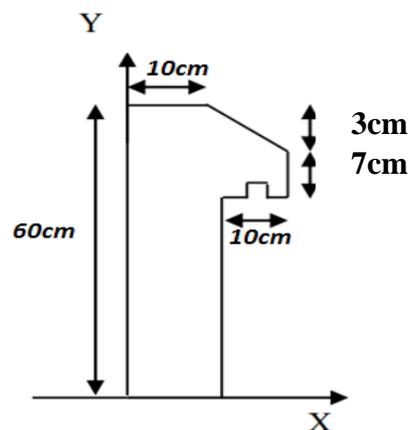


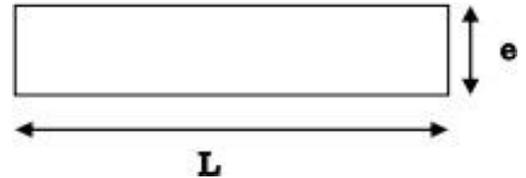
Figure II.7 l'acrotère

II.2 pré-dimensionnement des éléments principaux

II.2.1 VOILES :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA99 /2003 suivantes :

- $e \geq \text{Max} (he /20 , he /22.5 ,15 \text{ cm})$
- $L \geq 4e$



Avec :

Figure II.8. Vue en plan d'un voile

h_e : C'est la hauteur libre d'étage ; e : Épaisseur du voile ; L : longueur du voile

- sous-sol $\Rightarrow h_e=323-20=303\text{cm}$

$$e \geq \max \left[\frac{303}{20}; \frac{303}{25}; 15\text{cm} \right] \Rightarrow e \geq 15.15\text{cm}.$$

- RDC et autres niveaux $\Rightarrow h_e=289-20=269\text{cm}$

$$e \geq \max \left[\frac{269}{20}; \frac{269}{25}; 15\text{cm} \right] \Rightarrow e \geq 13.45\text{cm}.$$

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

II.2.2 Poutres

Selon le BAEL 91, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche

Suivant : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ avec : L_{max} : Longueur max entre nus d'appuis

a) Poutres principales

$$L_{max} = 505 - 30 \Rightarrow L_{max} = 475 \text{ cm} \Rightarrow 31.6\text{cm} \leq h \leq 47.5\text{cm}.$$

Soit **h= 40 cm** et **b= 30 cm**

b) Poutres secondaires

$$L_{max} = 400 - 30 \Rightarrow L_{max} = 370 \text{ cm} \Rightarrow 24\text{cm} \leq h \leq 37\text{cm}.$$

Soit **h= 30 cm** et **b= 30 cm**

Vérifications des dimensions de PP et PS vis-à-vis des exigences du RPA :

$$\left. \begin{array}{l} b=\text{Min}(30 ;30)=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h=\text{Min}(30 ;40)=30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h / b =1 < 4 \end{array} \right\} \text{vérifier} \quad \text{RPA (Article .7.5.1)}$$

c) la poutre brisée

$$L_{max} = 370 - 30 \Rightarrow L_{max} = 340 \text{ cm} \Rightarrow 22.67\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm}.$$

Soit **h= 35 cm** et **b= 30 cm**

d) la poutre palière

$$L_{max} = 370 - 30 \Rightarrow L_{max} = 340 \text{ cm} \Rightarrow 22.67\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm}.$$

Soit **h= 30 cm** et **b= 30 cm**

e) la poutre de chaînage

$$L_{max} = 370 - 30 \Rightarrow L_{max} = 340 \text{ cm} \Rightarrow 22.67\text{cm} \leq h \leq 34\text{cm}.$$

Soit **h= 30 cm** et **b= 30 cm**

Vérifications des dimensions de la poutre palière, brisé et chaînage vis-à-vis des exigences du RPA :

$$\left. \begin{array}{l} b = \text{Min}(30 ; 30 ; 30) = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = \text{Min}(35 ; 30 ; 30) = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h / b = 1 < 4 \end{array} \right\} \text{vérifier} \quad \text{RPA (Article .7.5.1)}$$

II.2.3 Poteaux

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

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version2003).

Les exigences de RPA en zone II.a $\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$ RPA (Article 7.4.1)

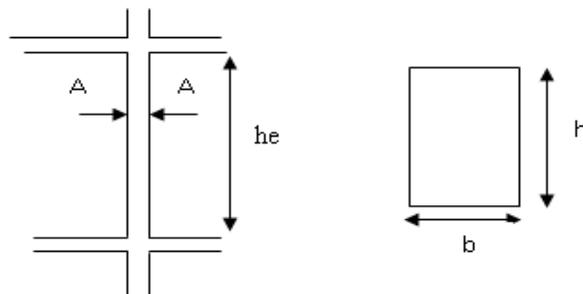


Figure II.9. hauteur libre de poteau.

Pour estimer le poids propre des poteaux dans la descente de charge on suppose que les poteaux ont des sections (40* 45) cm² dans tous les niveaux.

II.3 Evaluation des charges et surcharges

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

A) Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.2. Évaluation des charges revenant à la terrasse inaccessible

N ⁰	Elément	e(cm)	γ (kn/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Couche de gravier	04	17	0.40
2	Multicouche d'étanchéité	02	6	0.40
3	Isolation thermique	04	4	0.36
4	Béton en forme de pente	10	22	2.75 à 2.85
5	Dalle en corps creux	20	-	0.20
6	Enduit de plâtre	02	10	1
			G	6.21
			Q	1

b) Etage courant :

Tableau II.3. Évaluation des charges revenant au plancher à étage courant

N ⁰	Elément	e(cm)	γ (kn/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	02	20	0.40
2	Mortier de pose	02	20	0.40
3	Couche de sable	02	18	0.36
4	Plancher en corps creux (16+4)	20	-	2.75 à 2.85
5	Enduit en plâtre	02	10	0.20
6	Cloison de séparation	10	-	1
			G	5.21
			Q	1.5

C) Murs extérieures (doubles parois en briques creuses) :

Tableau II.4. Évaluation des charges revenant aux murs en double cloison

N ⁰	Elément	e(cm)	γ (KN/m ³)	Charge(KN/m ²)
1	Enduit en mortier de ciment	02	18	0.36
2	Brique creuse	15	-	1.30
3	L'âme d'air	5	-	-
4	Brique creuse	10	-	0.9
5	Enduit de plâtre	02	10	0.2
			G	2.76

D) la volée

Tableau II.5. Évaluation des charges revenant à la volée d'escalier

N ⁰	Elément	e (cm)	γ (KN/m ³)	Charge(KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage vertical	0.0115	20	0.23
2	Mortier de pose vertical	0.0115	20	0.23
3	Revêtement horizontal	02	20	0.4
4	Mortier de pose horizontal	02	20	0.4
5	Les marches	8.5	22	1.87
6	Paillasse en béton armé	14	25	3.5
7	Enduit en mortier de ciment	02	18	0.36
			G	6.99
			Q	2.5

E) le palier

Tableau II.6. Évaluation des charges revenant au palier d’escalier

N°	Elément	e(cm)	γ (kn/m ³)	Charge(KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	02	-	0.4
2	Mortier de pose	02	-	0.4
3	Couche de sable	02	18	0.36
4	Paillasse en béton armé	14	25	3.5
5	Enduit en mortier de ciment	02	-	0.36
			G	5.02
			Q	2.5

II.4 Descente de charge

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

- Le poids propre de l’élément.
- La charge de plancher qu’il supporte.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

La descente de charge est le chemin suivit par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu’au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente, dans notre cas, on choisit **G2**.

❖ La loi de dégression des charges d’exploitation :

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

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

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse..... Q_0 .

Sur le dernier étage..... Q_0+Q_1 .

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

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

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

❖ Descente de charges pour le poteau G2 :

$$S=2(1.85*2.375) +2(1.7*2.375)$$

$$S=16.8625m^2$$

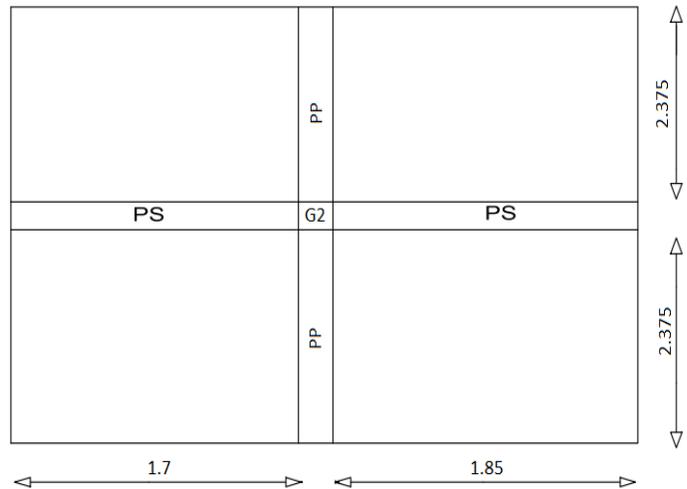


Figure II.10.La surface afférente du poteau G2

Tableau II.7 Descente des charges sur le poteau le plus sollicité (G2)

Niveau	Eléments	G (kn)	Q (kn)	* Nu =1.15 (1.35G + 1.5Q)	Br
N11 9ème	Plancher Terrasse I	104.72			
	Poutre principal	14.25	16.8625		
	Poutres secondaire	7.99			
	Poteau (40*45)	13.005			
	Mur double cloison	18.35			
	Σ	158.315			
N10 8ème	Venant N11	158.315			
	Plancher CC	87.85	16.8625 +		
	Poutre principal	14.25			
	Poutres secondaire	7.99			
	Poteau (40*45)	13.005			
	Mur double cloison	18.35			
Σ	299.76	42.14	538.07	0.0378	
N9 7ème	Venant N10	299.76			
	Plancher CC	87.85			
	Poutre principal	14.25			
	Poutres secondaire	7.99			
	Poteau (40*45)	13.005			
	Mur double cloison	18.35			
Σ	441.20	64.8945	769.906	0.056	

N8 6ème	Venant N9	258.01			
	Plancher CC	87.85			
	Poutre principal	14.25			
	Poutres secondaire	7.99			
	Poteau (40*45)	13.005			
	Mur double cloison	18.35			
	Σ	582.645	85.119	1051.38	0.074
N7 5ème	Venant de N8	582.645			
	Plancher CC	87.85			
	Poutre principal	14.25			
	Poutres secondaire	7.99			
	Poteau (40*45)	13.005			
	Mur double cloison	18.35			
	Σ	724.09	102.8145	1301.504	0.091
N6 4ème	Venant de N7	724.09			
	Plancher CC	87.85			
	Poutre principal	14.25			
	Poutres secondaire	7.99			
	Poteau (40*45)	13.005			
	Mur double cloison	18.35			
	Σ	865.535	117.9825	1547.2629	0.109
N5 3ème	Venant de N6	865.535			
	Plancher CC	87.85			
	Poutre principal	14.25			
	Poutres secondaire	7.99			
	Poteau (40*45)	13.005			
	Mur double cloison	18.35			
	Σ	1006.98	130.6225	1788.66	0.126
N4 2ème	Venant de N5	1006.98			
	Plancher CC	87.85			
	Poutre principal	14.25			
	Poutres secondaire	7.99			
	Poteau (40*45)	13.005			
	Mur double cloison	18.35			
	Σ	1148.425	143.5658	2030.581	0.143

N3 1 ^{er}	Venant de N4	1148.425			
	Plancher CC	87.85			
	Poutre principal	14.25			
	Poutres secondaire	7.99			
	Poteau (40*45)	13.005			
	Σ	1271.525	155.9025	2242.974	0.158
N2 RDC	Venant de N3	1271.525			
	Plancher CC	87.85			
	Poutre principal	14.25			
	Poutres secondaire	7.99			
	Poteau (40*45)	13.005			
	Σ	1394.625	168.5425	2455.891	0.173
N1 Sous-sol	Venant de N2	1394.625			
	Plancher CC	87.85			
	Poutre principal	14.25			
	Poutre secondaire	7.99			
	Poteau (40*45)	13.005			
	Σ	1519.25	181.1825	2671.175	0.188
	TOTAL	1519.25	181.1825	2671.175	

II.4.1 Vérification

❖ Vérification à la compression simple

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

tel que : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ MPA.}$

B : section du béton

$$B \geq \frac{Nu^*}{\bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2671.175 \times 10^{-3}}{14.2} \Rightarrow B \geq 0.188 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.4 \times 0.5 \Rightarrow B = 0.275 \text{ m}^2 \geq 0.182 \text{ m}^2$ **Vérifiée**

Le tableau suivant résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II.8 Vérification des poteaux a la compression simple.

Niveaux	Nu*(kn)	Section (cm ²)	Condition B> Bcal		Observation
			B (m ²)	Bcal (m ²)	
Sous-sol	2671.175	40×50	0.2	0.188	Vérifiée
RDC	2455.891	40×50	0.2	0.173	Vérifiée
1 ^{er}	2242.974	40×50	0.2	0.158	Vérifiée
2 ^{ème}	2030.581	40×45	0.18	0.143	Vérifiée
3 ^{ème}	1788.66	40×45	0.18	0.126	Vérifiée
4 ^{ème}	1547.2629	35×40	0.14	0.109	Vérifiée
5 ^{ème}	1301.504	35×40	0.14	0.091	Vérifiée
6 ^{ème}	1051.38	30×35	0.105	0.074	Vérifiée
7 ^{ème}	796.906	30×35	0.105	0.056	Vérifiée
8 ^{ème}	538.07	30×30	0.09	0.0378	Vérifiée
9 ^{ème}	274.87	30×30	0.09	0.0193	Vérifiée

❖ **Vérification au risque de flambement :**

D’après le CBA 93 (Article B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- γ_b : coeff desécurité du béton $\gamma_b = 1.5$
- γ_s : coeff de sécurité de l’acier $\gamma_s = 1.15$
- α : coeff tenant compte de l’élancement

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \quad \text{CBA93 (Article B.8.4.1)}$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \text{CBA93 (Article B.8.4.1)}$$

Tel que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec} \quad l_f = 0.7l_0 \Rightarrow l_f: \text{la longueur de flambement}$$

l_0 : longueur du poteau ; i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow I = \frac{h \times b^3}{12}$$

$$A_s \geq 0.8\%B_r \quad \text{On prend } A_s = 1\%B_r \Rightarrow B_r = (a-2) \times (b-2)$$

$$B_{cal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL 91(7-4-2)}$$

Exemple de calcul :

$$l_f = 0.7l_0 \Rightarrow l_f = 0.7(2.89 - 0.4) = 1.981 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.05/12}{0.2}} = 0.1443$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.981}{0.1443} = 13.728 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{13.728}{35}\right)^2} = 0.8246$$

D'après l'expression donnée dans le BAEL91/99 art B.8.4.1

On doit vérifier que $B_r > B_{\text{calculé}}$

$$B_{\text{cal}} \geq \frac{2.671175}{0.8246 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{115} \right]} = 0.147 \text{ m}^2$$

$$B_r = (0.5 - 0.02) \times (0.4 - 0.02) = 0.1824 \text{ m}^2$$

Donc :

$$B_r = 0.1824 \text{ m}^2 > B_{\text{cal}} = 0.147 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{pas de risque de flambement}$$

Tableau II.9 Vérification au flambement des poteaux

Niveaux	Nu* (kn)	B (m ²)	Lf (m)	I (m ⁴) .10 ⁻³	i (m ³)	λ	α	Br cal (m ²)	Br (m ²)
Sous-sol	2671.175	0.2	1.981	4.16	0.144	13.76	0.824	0.147	0.1824
RDC	2455.891	0.2	1.743	4.16	0.144	12.1	0.83	0.134	0.1824
1 ^{er}	2242.974	0.2	1.743	4.16	0.144	12.2	0.83	0.123	0.1824
2 ^{ème}	2030.581	0.18	1.743	3.037	0.1298	13.43	0.825	0.119	0.1634
3 ^{ème}	1788.66	0.18	1.743	3.037	0.1298	13.43	0.825	0.098	0.1634
4 ^{ème}	1547.2629	0.14	1.743	1.867	0.1154	15.1	0.82	0.086	0.1254
5 ^{ème}	1301.504	0.14	1.743	1.867	0.1154	15.1	0.82	0.072	0.1254
6 ^{ème}	1051.38	0.105	1.743	1.071	0.1	17.43	0.81	0.059	0.0924
7 ^{ème}	796.906	0.105	1.743	1.071	0.1	17.43	0.81	0.0447	0.0924
8 ^{ème}	538.07	0.09	1.743	0.675	0.086	20.26	0.796	0.031	0.0784
9 ^{ème}	274.87	0.09	1.743	0.675	0.086	20.26	0.796	0.0156	0.0784

On remarque que : $B_r \geq B_{\text{cal}} \Rightarrow$ donc les poteaux de la structure ne risquent pas de se flamber.

Vérification des conditions du RPA :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm (zone 2a)} \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots \dots \dots (2) \quad \text{les trois conditions sont vérifiées.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \dots \dots \dots (3)$$

Le tableau suivant résume les Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour tous les poteaux :

Tableau II.10 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour les poteaux.

Poteaux	(40×50)	(40×45)	(35×40)	(30×35)	(30×30)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	40	40	35	30	30	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq h_e/20$	15.15	13.45	13.45	13.45	12.55	vérifiée
$0.25 \leq b_1/h_1 \leq 4$	0.8	0.88	0.875	0.857	1	vérifiée

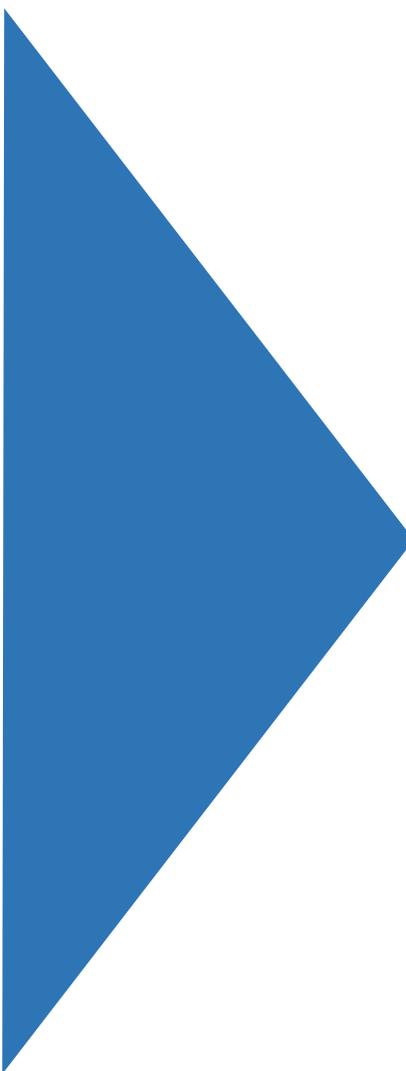
II.5 Conclusion

Après que nous avons finis le pré dimensionnement des éléments secondaires et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Plancher :
 - ✓ Pour le corps creux est $(16+4) = 20\text{cm}$
 - ✓ pour les dalles pleine = 14 cm.
- Escalier + palier : $e = 14\text{cm}$.
- voiles : $e = 20\text{ cm}$ pour tous les étages
- L'acrotère : $H=60\text{cm}$

Tableau II.11 Section adoptée pour les poutres et les poteaux.

Eléments	Largeur b (Cm)	Hauteur h (Cm)
Poutre principale	30	40
Poutre secondaire	30	30
Poutre brisé	30	35
Poutre CH	30	30
Poteau SS+RDC+1er	40	50
Poteau étage 2 et 3	40	45
Poteau étage 4 et 5	35	40
Poteau étage 6 et 7	30	35
Poteau étage 8 et 9	30	30



CHAPITRE

III

Etude des éléments

secondaires

III. Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments : Les éléments principaux et Les éléments secondaires.

L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires (non structuraux) à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers.

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III.1. Etude des planchers à corps creux

Le tableau suivant résume les différents types et schémas statique des poutrelles :

Tableau III.1 Types de poutrelles.

Type de poutrelle RDC et Etage courant	
Type1	
Type2	
Type3	
Type4	
Type5	
Type de poutrelle Terrasse Inaccessible	
Type1	
Type2	
Type3	

III.1.1. Méthode de Calcul :

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles:

- ✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l’application des méthodes de la RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l’application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Dans notre cas la méthode forfaitaire est vérifiée pour tous les types de poutrelles.

III.1.2. Calcul des sollicitations dans les poutrelles

Calcul des charges et surcharge revenants aux poutrelles:

$$\begin{cases} Pu = 1,35G + 1,5Q \\ Ps = G + Q \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} qu = Pu * l_0 \\ qs = Ps * l_0 \end{cases} \quad \text{avec: } l_0=0,65\text{m}$$

Tableau III.2 Chargements sur les poutrelles

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
			qu (KN/ml)	Pu (KN/ml)	qs (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,21	1	9,883	6,424	7,21	4,6865
RDC et Etage courant	5,21	1,50	9,2835	6,034	6,71	4,3615

❖ **Exemple de calcul:**

On fait le calcul pour le type 4 RDC et Etage courant :

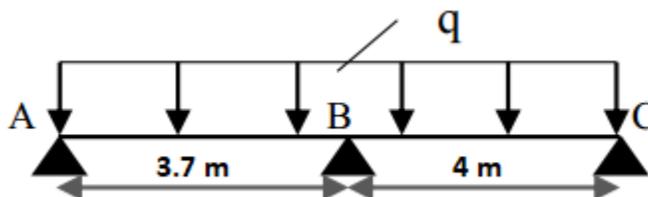


Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle

Vérification de la méthode forfaitaire :

- $Q \leq (2G ; 5\text{kn/m}^2) = \min (2*5.21 ; 5\text{kn/m}^2)$
 $1.5 \leq 5 \text{ kn/m}^2 \dots\dots\dots$ Vérifier
- $0.8 \leq li/li+1 \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 3.7/4 \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 0.925 \leq 1.25 \dots\dots\dots$ vérifier
- Moment d’inertie constant sur toutes les travéesvérifié
- Fissuration peut nuisiblevérifier

Donc on applique la méthode forfaitaire

Calcul des moments :

❖ Moments aux appuis de rive :

$$M_A = M_C = -0.15M_0 \text{ avec : } M_0 = \max (M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

Donc : $\begin{cases} ELU: M_A = M_C = -1,81 \text{ KN.m} \\ ELS: M_A = M_C = -1,31 \text{ KN.m} \end{cases}$

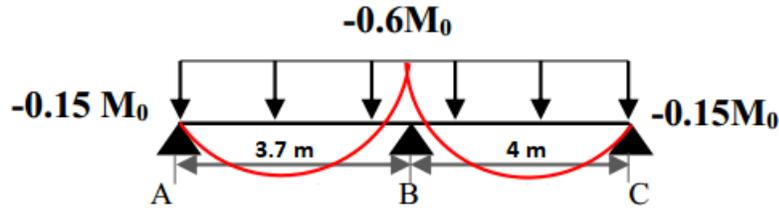


Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis.

❖ Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_B = -0.6 \times \max (M_0^{AB}, M_0^{BC})$$

$$\begin{cases} ELU: M_B = -7,24 \text{ KN.m} \\ ELS: M_B = -5,233 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Moments en travées :

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$$M_t + (M_g + M_d) / 2 \geq \max ((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \Rightarrow \frac{1.5}{1.5+5.21} \Rightarrow \alpha = 0.223 \Rightarrow \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1,0669 \\ (1,2 + 0,3\alpha) = 1,2669 \end{cases}$$

Travée AB :

$$\begin{cases} ELU: M_{tAB} = 7,14 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{tAB} = 5,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} ELU: M_{tBC} = 8,35 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{tBC} = 6,035 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Evaluation des efforts tranchants :

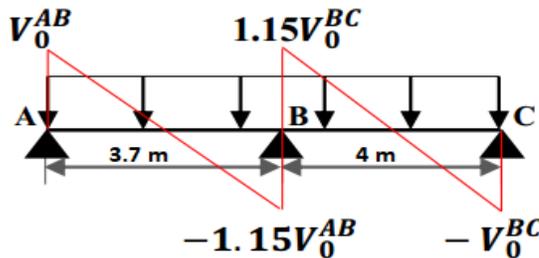


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants

On a: $V_0 = q \cdot l/2$: Effort tranchant isostatique :

À l'ELU:

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 11,163 \text{ KN} \\ V_B = -12,837 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 13,87 \text{ KN} \\ V_C = -12,068 \text{ KN} \end{cases}$$

À l'ELS:

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 8,068 \text{ KN} \\ V_B = -9,28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 10,03 \text{ KN} \\ V_C = -8,723 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

NB: on calcul pour les types de poutrelles les plus défavorables

Tableau III.3 Sollicitations maximales des différents types de poutrelles

Type de poutrelles	ELU				ELS			
	Mappui int (KN.m)	Mappui de rive (KN.m)	MTravée (KN.m)	Vmax (KN)	Mappui int (KN.m)	MTravée (KN.m)	Mappui de rive (KN.m)	Vmax (KN)
Poutrelles du plancher RDC et étage courant								
Type01	-6.034	-1.81	8.95	13.27	-4.3615	6.47	-1.31	9.59
Type 03	-6.034	-1.81	8.95	13.27	-4.3615	6.47	-1.31	9.59
Type 04	-7.24	-1.81	8.35	13.87	-5.233	6.035	-1.31	10.03
Type 05	/	-1.55	10.32	11.16	/	7.46	-1.12	8.07
Poutrelles du plancher terrasse inaccessible								
Type 01	-6.424	-1.927	9.315	14.133	-4.6865	6.795	-1.406	10.31
Type 02	-6.424	-1.927	9.315	14.133	-4.6865	6.795	-1.406	10.31

→ Les résultats des sollicitations maximales de chaque plancher sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 Les Sollicitations maximales.

Type de plancher	ELU				ELS			
	Mappui int(KN.m)	Mappui de rive (KN.m)	MTravée (KN.m)	Vmax (KN)	Mappui int (KN.m)	MTravée (KN.m)	Mappui de rive (KN.m)	Vmax (KN)
RDC et étage courant	-7.24	-1.81	10.32	13.87	-5.233	7.46	-1.31	10.03
Terrasse inaccessible	-6.424	-1.927	9.315	14.133	-4.6865	6.795	-1.406	10.31

Remarque :

Par analyse des résultats calculés, on remarque que les sollicitations maximales au niveau de la terrasse inaccessible, RDC et étage courant se rapprochent.

Donc On opte pour un seul type de ferrailage de poutrelle.

III.1.3. Ferrailage des poutrelles

les caractéristique géométriques de la poutrelle sont: (FPN)

- e= 2 cm
- d= h-e = 18 cm .
- ht=20cm
- b=65cm
- d'=2cm.
- h₀=4cm
- b₀ =10cm
- b₁=27.5cm

Calcul à ELU:

A)- Armature longitudinales:

➤ **En travée**

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

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 (d - h_0/2)$$

Le Moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m.}$$

M_t = 10.32 KN.m < M_{tu} = 59,072 KN.m ⇒ l'axe neutre passe par la table de compression,

donc la table n'est pas entièrement comprimée ⇒ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire b × h (0,65 × 0,20)m².

$$u_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,32 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2} = 0,0349 \Rightarrow u_{bu} < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

(Les armatures de la zone comprimée ne sont pas nécessaires)

$$u_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Ce qui donne: $A_t = \frac{M_{tu}}{Z \cdot f_{st}}$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0,44$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow Z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{10,32 \cdot 10^{-3}}{0,176 \cdot 348} \Rightarrow A_t = 1,67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit: } A_s = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 1,413 \text{ cm}^2 < A_t = 1,67 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

a) Appuis intermédiaires:

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) \rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{ m}^2$; avec $M_u = -7,24 \text{ KN.m}$

$$u_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,32 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot 0,18^2 \cdot 14,2} = 0,0349 \Rightarrow u_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

$u_{bu} < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Les armatures de la zone comprimée ne sont pas nécessaires)

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0,215$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow Z = 0,164 \text{ m}$$

$$A_{a \text{ int}} = \frac{7,24 \cdot 10^{-3}}{0,164 \cdot 348} \Rightarrow A_t = 1,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit: } A_s = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

b) Appuis rives:

$$M_{a \text{ rive}} = M_u = -1,81 \text{ kn.m}$$

$$A_{a \text{ riv}} = \frac{M_{a \text{ riv}} \cdot A_{a \text{ int}}}{M_{a \text{ int}}} = \frac{1,81 \cdot 1,26}{7,24} \Rightarrow A_{a \text{ riv}} = 0,315 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{soit: } A_s = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{a \text{ riv}} = 0,315 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérifications à ELU :**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Vu^{max}}{b_0 * d} = \frac{13,87 * 10^{-3}}{0,1 * 0,18} \Rightarrow \tau_u = 0,77 \text{ Mpa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Armatures transversales:**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10 \text{ mm} ; 5,71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}) = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement S_t :**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

$$1) \quad S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$2) \quad S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 57 \text{ cm}$$

$$3) \quad S_t \leq \frac{0,8 * A_t * f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 * f_{t28} * k)} \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 130,28 \text{ cm}$$

Avec $K=1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peut nuisible).

• $S_t = \min (1; 2; 3)$; on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :**

on doit vérifiée que :

$$\tau_1^u = \frac{b_1 * Vu}{0,9 * b * h_0 * d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 0,905 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

✓ **Vérifications des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant Vu :**

• **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} Vu \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \times 13,87 \times 10^{-3}$$

$$A_l = 0,398 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.36 + 0.79 = 3,15 \text{ cm}^2 > 0,398 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Appuis intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(Vu + \frac{M_a^{intr}}{0,9 * d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(13,87 \times 10^{-3} - \frac{7,24 * 10^{-3}}{0,9 * 0,18} \right)$$

$A_t \geq -0,088 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.5,313) BAEL91/99.

Soit : $a = \min[0,9d ; \text{la largeur de l'appui} - 4\text{cm}]$

Avec : $a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20\text{cm}$

$V_u = 13.87 \text{ KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 108,135 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

✓ **Vérifications à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier: 1-Etat limite d'ouverture des fissures.

2-Etat limite de compression de béton.

3-Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL).

❖ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{Mpa}$

En travée

$M_{t,ser} = 7.46 \text{ KN.m}$

✓ **Position de l'axe neutre**

On à $A' = 0$

$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15(d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = 2,44 \times 10^{-5} m^3$

$H > 0$ la section a calculer est $(b_0 \times h)$

✓ **Calcul de y:**

$\frac{b_0}{2} y^2 + 15A(y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 2.36 y - 15 \times 2.36 \times 18 = 0$

$5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$

La résolution de cette équation nous donne : **y = 8,29 cm**

✓ **Calcul de moment d'inertie I :**

$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} - 15.A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{10 \times 8.29^3}{3} - 15 \times 2.36 (18 - 8.29)^2$

$I = 5237.39 \text{ cm}^4$

✓ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,46 \times 10^{-3} \times 8,29}{5237,39 \times 10^{-8}} = 11.8 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Aux appuis intermédiaires

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est (b₀×h).

$$M_{a,ser} = -5.233 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de y :**

$$\frac{b_0}{2}y^2 + 15A(y-d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2}y^2 + 23.55y - 423.9 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne : **y = 7.149 cm**

✓ **Calcul de moment d'inertie I :**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} - 15.A (d-y)^2 \Rightarrow I = \frac{10 \times 7.149^3}{3} - 15 \times 1.57 (18 - 7.149)^2$$

$$I = 3990.784 \text{ cm}^4$$

✓ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,233 \times 7.149 \times 10^{-5}}{5237,39 \times 10^{-8}} = 9.37 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Etat limite de déformation**

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

➤ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire. Pour les poutrelles :

$$M_0 = ql^2/8 = 9.2835 \times 4^2/8 = 18.567 \text{ KN.m}$$

- $h \geq \frac{M_{st}}{15M_{0s}} \times l \Rightarrow h = 20 \geq \frac{5,233 \times 400}{15 \times 18,567} = 7.515 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $A \leq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} = 1.62 \text{ cm} \Rightarrow 2.36 \text{ cm} > 1.62 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$

La 2^{ème} condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre $y=8.29$ cm

- Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{\left[b_0 \times \frac{h^2}{2} \right] + \left[(b-b_0) \frac{h_0^2}{2} \right] + 15 \times A \times d}{(b_0 \times h) + (b-b_0)h_0 + 15 \times A} \Rightarrow y_G = 2.918 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times y_G^3 + b_0 \frac{(h-y_G)^3}{3} - (b-b_0) \times \frac{(y_G-h_0)^3}{3} + 15 \times A(d-y_G)^2 \Rightarrow I_0 = 25228.66 \text{ cm}^4$$

avec : $\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0,01311$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{c28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 3.253 & \Rightarrow \text{déformation instantanée} \\ \lambda_{v=0,4} \lambda_i = 1.301 & \Rightarrow \text{déformation différée} \end{cases}$$

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Module de déformation longitudinale différée du béton} \\ E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164,20 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 6,773 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 3,705 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 8,723 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des contraintes σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 188.354 \\ \sigma_{st}^j = 103.817 \\ \sigma_{st}^p = 242.583 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \\ \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \\ \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_g = 0,693 \\ \mu_j = 0,513 \\ \mu_p = 0,752 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés I_f :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fji} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 10398.546 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8527.572 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8052.659 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 14593.83 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{10E_i \times I_{fji}} = 1,772 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10E_i \times I_{fgi}} = 3,951 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10E_i \times I_{fpi}} = 5,388 \text{ mm} \\ f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10E_v \times I_{fgv}} = 6,863 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 6.863 - 1.772 + 5.388 - 3.951 = 6.528 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = 8 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t = 6.528 \text{ mm} < f_{adm} = 8 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{la flèche est vérifiée}$$

Le ferrailage de poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.5 Ferrailage de poutrelles.

	Position	M _{max} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
RDC + EC + TI	Travée	10.32	0,039	0,044	0.176	1.67	1,413	3HA10=2.36
	Appuis rive	-1.81	/	/	/	0,315	0,217	1HA10=0,79
	Appuis int	-7.24	0,157	0,215	0,164	1,26	0,217	2HA10=1,57

✓ **Vérification des poutrelles aux états limitent (ELU et ELS) :**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux suivants

Tableau III.6 Vérifications nécessaires à l'ELU

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table nervure
			Rive	Intermédiaire	
	$V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 f_{c28}$	$\tau_u \leq \bar{\tau}$	$AL \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$AL \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u^{int}}{0,9 d})$	$\tau_u^1 \leq \bar{\tau}$
RDC+EC+ Terrasse inaccessible	13.187 < 108,135	0.77 < 3,33	3.15 > 0.406	3.15 > 1.368	0.923 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.7 Vérification des contraintes à l'ELS

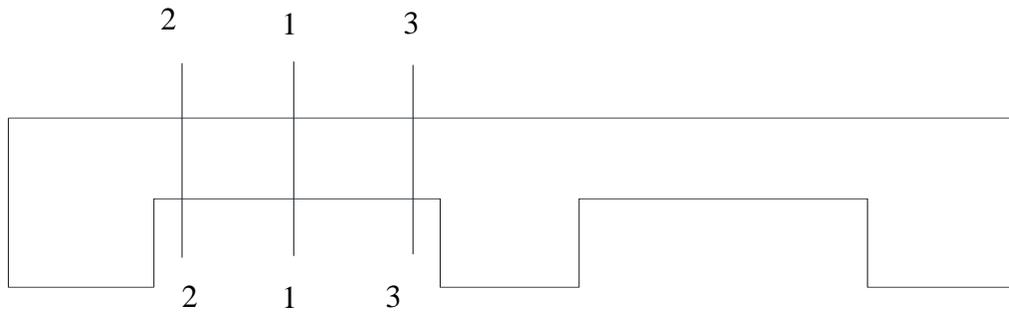
Etage	Position	M _{ser} KN.m	As cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$		Observation
						σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	
RDC+EC+ Terrasse inaccessible	Travée	7.46	2.36	8.29	5237.39	11.8	15	vérifiée
	Appuis riv	-1,31	0,79	5,45	2406	2.96	15	vérifiée
	Appuis int	-5.233	1.57	7.14	3990.8	9.37	15	vérifiée

✓ Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.8 Vérifications de flèches

Plancher	RDC+EC+ Terrasse inaccessible
q _{jser} (KN/m)	1,8527
q _{gser} (KN/m)	4.0365
q _{pser} (KN/m)	4.6865
M _{jser} (KN.m)	3.7054
M _{gser} (KN.m)	8.073
M _{pser} (KN.m)	9.373
σ_{sj} (MPa)	103.817
σ_{sg} (MPa)	224.507
σ_{sp} (MPa)	260.66
f _{ij} (mm)	1.772
f _{ig} (mm)	4.907
f _{ip} (mm)	5.872
f _{vg} (mm)	8.416
Δf (mm)	7.609
f_{adm} (mm)	8

Schémas de ferrailage des poutrelles :



Coupe A-A

Tableau III.9 schéma de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC + étage courant + Terrasse inaccessible			
Coupe	Coupe 1-1	Coupe 3-3	Coupe 2-2

III.2 Etude de la dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisses de nuance $f_e = 500$ MPa

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de 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

✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

on a $50 \leq L_0 \leq 80$ avec L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Armatures parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.52}{2} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le (CBA) on adopte un ferrailage :

Soit : $A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de 15cm ($St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$).....vérifiée

$A_{//} = 4\Phi 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de 15cm ($St = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$).....vérifiée

D'où on opte : un treillis soudé **TS de maille carré (15×15)cm²**

❖ **Schéma de ferrailage de la dalle de compression :**

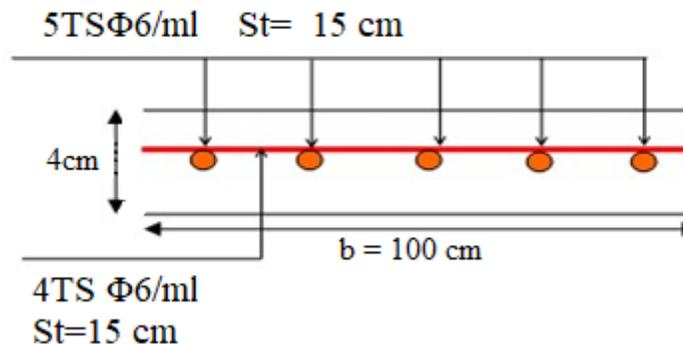


Figure III.4 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.3. Etude des planchers a dalles pleines :

- **Dalle sur 4 appuis :** (voir la figure : II.1. page 7)
- ✓ Caractéristique de la dalle

$L_x = 1.5 \text{ m}, \quad L_y = 1.8 \text{ m}.$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1,5}{1,8} = 0,833 > 0,4$

$\rho = 0.833 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad$ la dalle travaille selon 2 sens.

$G = 5.86 \text{ kn/m}^2 ; \quad Q = 1.5 \text{ kn/m}^2$

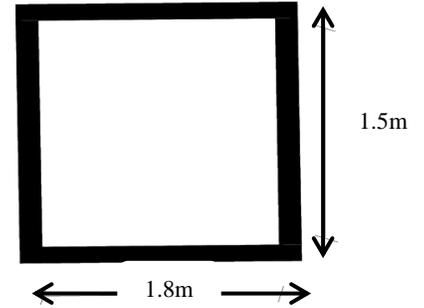


Figure III.5. Dalle sur 4 appuis.

❖ **Calcul a l'ELU**

- ✓ **Calcul de chargement :**

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 10.16 \text{ KN/m l}$

$\rho = 0.883 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases}$

D'où $\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l^2_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 1.207 \text{ kn. m} \\ M_0^y = 0.784 \text{ kn. m} \end{cases}$

- ✓ **Calcul des moments corrigé (réel) :**

Moment en travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.75 m_0^x \\ M_t^y = 0.75 m_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.905 \text{ kn. m} \\ M_t^y = 0.588 \text{ kn. m} \end{cases}$

Moment aux appuis : $\begin{cases} M_a^x = -0.5 m_0^x \\ M_a^y = -0.5 m_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_a^x = -0.6035 \text{ kn. m} \\ M_a^y = -0.392 \text{ kn. m} \end{cases}$

- ✓ **Calcul de la section d'armatures :**

- Le ferrailage de la dalle plein se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml ($b=1\text{ml}$).
- F.N $c \geq 3\text{cm}$ soit $c=3 \text{ cm}$ ce qui donne $d=e-c= 14-3 = 11 \text{ cm}$

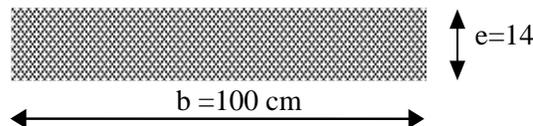


Figure III.6. Section de la dalle pleine à ferrailer

✓ Condition de non fragilité

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 14 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow A_{\min}^x = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \cdot e \Rightarrow A_{\min}^x = 1.213 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2.$$

❖ Calcul de ferrailage :

➤ En travée

Sens // l_x : $M_t^x = 0.905 \text{ kn. m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.905 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.00526$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0066$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.109 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t^x}{z f_{st}} = \frac{0.905 \times 10^{-3}}{0.109 \times 348} \Rightarrow A_{cal} = 0.237 \text{ cm}^2/ml.$$

$$A_{\min} = 1.213 \text{ cm}^2/ml$$

Sens // l_y : $M_t^y = 0.588 \text{ kn. m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.588 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.00342$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.00428$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.109 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t^y}{z f_{st}} = \frac{0.588 \times 10^{-3}}{0.109 \times 348} \Rightarrow A_{cal} = 0.153 \text{ cm}^2/ml.$$

$$A_{\min} = 1.12 \text{ cm}^2/ml$$

➤ En appuis

Sens // l_x : $M_a^x = 0.6035 \text{ kn. m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.6035 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.00351$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0044$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.1098 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{M_a^x}{z f_{st}} = \frac{0.6035 \times 10^{-3}}{0.1098 \times 348} \Rightarrow A_{cal} = 0.158 \text{ cm}^2/ml.$$

$$A_{\min} = 1.213 \text{ cm}^2/ml$$

Sens //l y : $M_a^y = 0.392 \text{ kn. m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^y}{bd^2f_{bu}} = \frac{0.392 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.00228$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.00285$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.1098 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{M_a^y}{z f_{st}} = \frac{0.392 \times 10^{-3}}{0.1098 \times 348} \Rightarrow A_{cal} = 0.1025 \text{ cm}^2/ml.$$

$$A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2/ml$$

Tableau III.10 : Ferrailage de dalles sur 4 appuis.

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	0.905	0.00526	0.0066	0.109	0.237	1.213	4HA8=2.01	25
	Selon y	0.588	0.00342	0.00428	0.109	0.153	1.12	4HA8=2.01	25
En appuis	Selon x	0.6035	0.00351	0.0044	0.1098	0.158	1,213	4HA8=2,01	25
	Selon y	0.392	0.00228	0.00285	0.1098	0.1025	1.12	4HA8=2.01	25

• **Vérification de ferrailage longitudinale**

$$A_{ty} \geq A_{tx} /4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$A_{ay} \geq A_{ax} /4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

• **Vérification sur le diamètre des barres**

$$\Phi \leq e/10 = 140/10 = 14 \text{ mm}$$

$$\Phi \leq 14 \text{ mm} \quad \text{vérifiée}$$

• **L'espacement St**

Selon x-y : charge répartie et F.N

$$\Rightarrow St \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification à l'ELU :

Vérification au cisaillement :

$$v_u^x = q_u \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 5.141 \text{ kn.}$$

$$v_u^y = q_u \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 2.975 \text{ kn.}$$

$$\tau_{bu} = \frac{9.144 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.083 \text{ MPa.} \Rightarrow \tau_u = 0.14 < \tau_{adm} = 1.17 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc Pas de rupture par cisaillement

Vérification à l'ELS :

$$q_s = 7.36 \text{ KN/m l} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l^2_x \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 1.583 \text{ kn. m} \\ M_0^y = 1.19 \text{ kn. m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigé (réel)

Moment en travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.75 m_0^x \\ M_t^y = 0.75 m_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 1.187 \text{ kn. m} \\ M_t^y = 0.892 \text{ kn. m} \end{cases}$

Moment aux appuis : $\begin{cases} M_a^x = -0.5 m_0^x \\ M_a^y = -0.5 m_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_a^x = -0.7915 \text{ kn. m} \\ M_a^y = -0.595 \text{ kn. m} \end{cases}$

$$d = e - 3 = 14 - 3 = 11 \text{ cm}$$

✓ Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s (y - d) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 331.65 = 0$$

$$y = 4.58 \text{ cm}$$

✓ Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} 4.58^3 + 15 \times 2.01(11 - 4.58)^2$$

$$I = 3402.46 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton

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

Tableau III.11 Vérification des états limites de compression du béton

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{bc} ^{adm} (MPA)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{adm} _{bc}
En travée	Selon x	1.187	4.58	3402.46	1.597	15	Vérifiée
	Selon y	0.892	4.58	3402.46	1.2	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	0.7915	4.58	3402.46	1.065	15	Vérifiée
	Selon y	0.595	4.58	3402.46	0.8	15	Vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures :

- **Vérification de contraint des aciers :**

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} y (d-y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}\right) = 201.633 \text{ MPA}$$

Tableau III.12 Vérification des états limite d'ouverture des fissures

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPa)	σ _{admst} (MPa)	Observation σ _{st} ≤ σ _{admst}
En travée	Selon x	1.187	33.59	201,633	vérifiée
	Selon y	0.892	24.18	201,633	vérifiée
En appuis	Selon x	0.7915	22.40	201,633	Vérifiée
	Selon y	0.595	16.84	201,633	Vérifiée

Etat limite de déformation (la flèche) :

Sens //x :

$$\frac{h}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^x}{20m_0^x} \right] \Rightarrow 0.093 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.00182 < 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens//y :

$$\frac{h}{l_y} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t^y}{20m_0^y} \right] \Rightarrow 0,077 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.00182 < 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis:

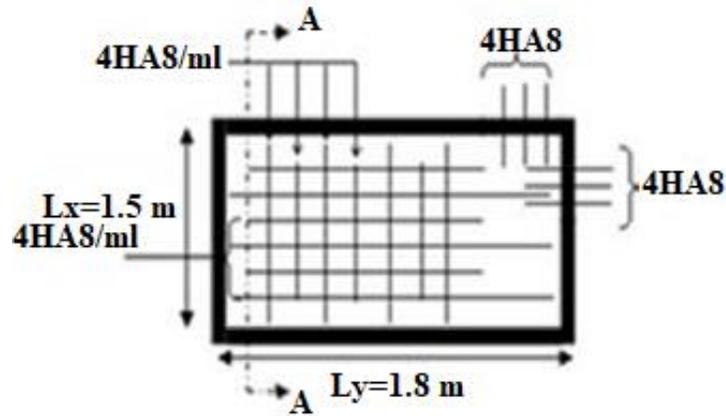


Figure.III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

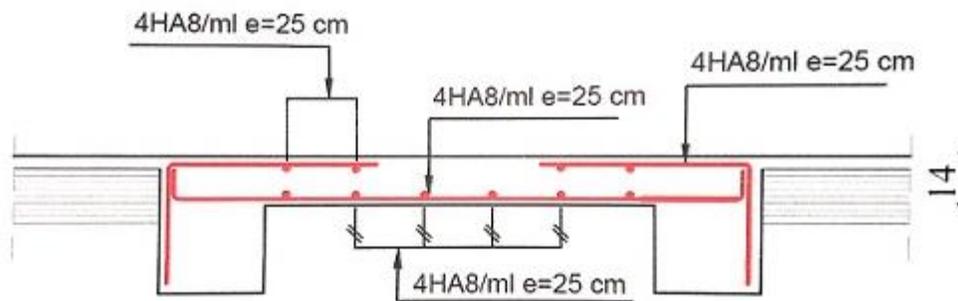


Figure.III.8 : Coupe A-A de la dalle sur 4 appuis.

III.4. Etude de l'acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitées par un acrotère il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente contre la forme de pente

Contre l'infiltration des eaux pluviale.

Il est considéré comme une console verticale encastrée à ça

Base Soumis à son poids propre G une force latérale due à l'effort Fp et une charge horizontale Q due à la main courante.

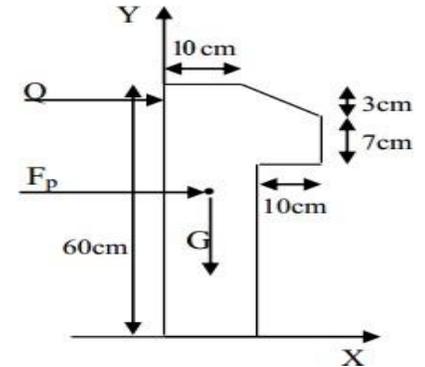


Figure III.9. Coupe transversale de l'acrotère

a) Hypothèse de calcul

- Le calcul se fait pour une bande de 1ml
- Type de fissuration est préjudiciable.
- Le calcul se fait à la flexion composée.

/	Q (KN/ml)	G0 (KN/ml)	G1 (KN/ml)	Wp (KN/ml)	Fp (KN)
Terrasse inaccessible	1	1.7125	0.42	2.13	1.236

b) Evaluation des charges et surcharges

- Le poids propre : $G_t = 2.1325 \text{ KN/ml}$
- Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN}$

c) La force sismique :

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

$A = 0.15$ (RPA) . $C_p = 0.8$. $W_p = 2.1325 \text{ KN/ml}$.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.1325 \Rightarrow F_p = 1.0236 \text{ KN}$$

Calcul des sollicitations :

$$Q = 1 \text{ KN}, G = N_G = W_p = 2.1325 \text{ KN}; \quad M_G = 0 \text{ KN.m}$$

L'acrotère est sollicité par :

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{Fp} = 1.0236 \times 0.33025 = 0.338 \text{ KN.m.}$$

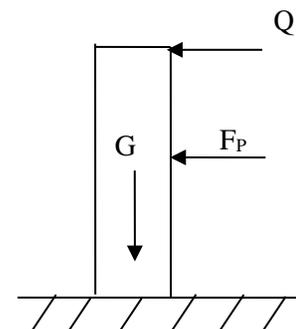


Figure III.10. Schéma des sollicitations dans l'acrotère

Les combinaisons d'action :

Tableau III.13 Combinaisons d'actions de l'acrotère

/	ELU accidentel	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.13	2.87	2.13
M (KN.m)	0.94	0.9	0.6

Calcul de l'excentricité à l'état accidentel :

$$e_1 = \frac{M_{ELA}}{N_{ELA}} = \frac{0.94}{2.13} \Rightarrow e_1 = 0.441 \text{ m.} \quad \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est

partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M}{N}$) par une excentricité totale de calcul $= e_1 + e_2 + e_a$

$$e_a = \max(2\text{cm}; h/250); \text{ CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

Avec : $h =$ hauteur de l'acrotère = 60 cm $\Rightarrow e_a = \max(2\text{cm}; 60/250) = 2\text{cm}$

$$e_2 = \frac{3lf^2(2+\emptyset \times a)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{avec : } lf = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section } h_0 = 10\text{cm} \quad ; \quad a = \frac{M_G}{N_Q + M_Q} = \frac{0}{0+0.6} = 0$$

\emptyset : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.1 \times 10^4} = 0.00864 \text{ m} = 0.864 \text{ cm} \quad \text{D'où : } e = 44.1 + 0.864 + 2 = 46.964 = 47 \text{ cm}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.13 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.13 \times 0.47 = 1.001 \text{ KN.m}$$

D) Ferrailage de l'acrotère :

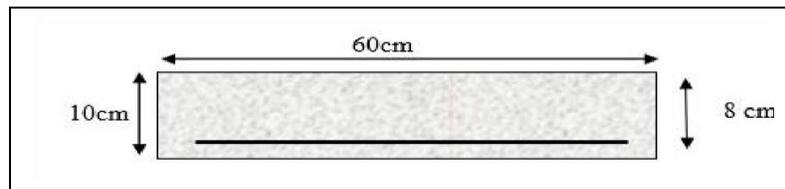


Figure III.11 section droite de l'acrotère à ferrailer.

• Calcul à l'ELU

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u (d - h_0/2) = 1.001 + 2.13(0.08 - 0.1/2) \Rightarrow M_f = 1.06 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f^u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.08^2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.00896.$$

$$\mu_{bu} = 0.00896 < 0.186 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.011.$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.08 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_f^u}{z f_{st}} = \frac{1.06 \times 10^{-3}}{0.08 \times 348} = 0.38 \text{ cm}^2$$

-Calcul à la Flexion composée :

$$N_u \text{ est un effort de compression} \Rightarrow A_s = A_t - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A_s = 0.3738 \text{ cm}^2$$

a) Vérification à l'ELU :

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_t / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times 2.1 / 400 = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 > A_s = 0.3738 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Espacement

$$\text{Armatures principales : } St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartitions : } St \leq \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification au cisaillement**

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min (0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \quad \tau \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.06 + 1 = 2.06 \text{ KN.}$$

$$\tau = v_u / bd = 0.02575 \quad \text{d'où : } \tau \leq \bar{\tau} \quad \text{vérifiée}$$

b) Vérification à l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

- 1- Contrainte limite de l'acier.
- 2- Contrainte limite du béton.

$$d = 0.08 \text{ m} ; \quad N_{ser} = 2.13 \text{ KN} ; \quad M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \quad \eta = 1,6 \text{ pour les HR}$$

• **Contrainte limite de l'acier :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu t \quad ; \quad \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu t$$

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

$$\text{On à FN} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right) = 201.633 \text{ MPA}$$

• **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = 0.281 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

⇒ Le centre de pression se trouve l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.

• **Position de centre de poussée**

D'après la convention du signe on a :

$$y = y_c + c \quad \dots \quad c = e_0 - h/2 = 0.05 - 0.28 = -0.23 \text{ m}$$

On à N (compression) donc $c = -0.23 \text{ m}$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante :

$$Y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$\Rightarrow p = -3 \times c^2 + 90 \times A' \times (c - d') / b + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$p = -3 \times (-0.23)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 + 0.23) / 1$$

$$p = -0.15 \text{ m}^2$$

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

$$q = -2 \times (-0.23)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 + 0.23)^2 / 1$$

$$q = 0.02 \text{ m}^2$$

$$Y_c^3 - 0.15 y_c + 0.02 = 0 \quad \text{par tâtonnement on aura : } y_c = 0.28 \text{ m} \quad \text{d'où } y = 0.05 \text{ m}$$

$$\mu t = \frac{b}{2} y^2 - 15A (y - d) = \frac{1}{2} 0.05^2 - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.05)$$

$$\Rightarrow \mu t = 1,159 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.5 \times 2.13 \times 10^{-3} / 1,159 \times 10^{-3} = 0.0918 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times 2.13 \times 10^{-3} / 1,159 \times 10^{-3} (0.08 - 0.05) = 0.827 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ MPA}$$

D'où les conditions sont vérifiées

❖ Schéma de ferrailage de l'acrotère :

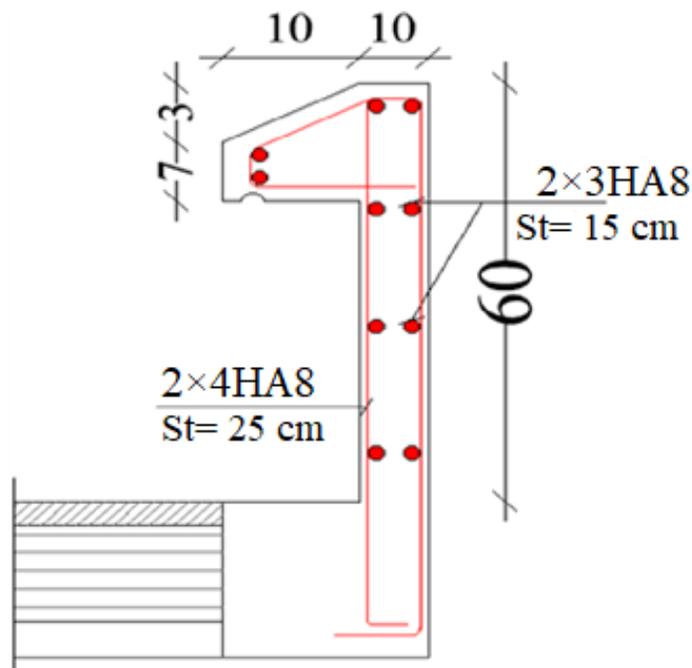


Figure III.12 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5- Etude des poutres de chainages :

Définition : D'après l'article CBA 93 (B6.8.3), les poutres de chainages sont des poutres en béton armé soit horizontale ou verticale, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux. Dans notre cas on aura besoins des poutres de chainages horizontales, elles supportant des murs en béton ou en maçonnerie.

-la figure du schéma de disposition des poutres de chainages est dans (**la page 7 figure II.1**).

Dimensionnement :

On adopte : $h = 30 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

- **Calcul des sollicitations :**

La poutre de Chainage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et une partie du plancher à corps creux.

$L_{\text{plancher}} = 0.65 \text{ m}$ (sans contraire de la disposition des poutrelles)

- ✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids des murs : $P_m = 2.76 \times (2.89 - 0.4) \Rightarrow P_m = 6.8724 \text{ KN/m}$
- ✓ Poids du plancher : $G_{\text{plancher}} = 5,21 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{plancher}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

- **Combinaison de Charge :**

ELU : $q_u = 1,35 \times (5,21 \times 0.65 + 6.8724) + 1,5 \times (1.5 \times 0.65 + 0.3) = 15.762/\text{ml}$

ELS : $q_s = (5,21 \times 0.65 + 6.8724) + 1.5 \times 0.65 + 0.3 = 11.534 \text{ KN/ml}$

- **Calcul à ELU :**

$M_u = q_u \times l^2_{\text{max}}/8 = 15.762 \times 4^2/8 = 31.524 \text{ KN.m}$

$M_{tu} = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 31.524 = 26.795 \text{ KN.m}$

$M^u_a = -0.5 \times M_u = -15.762 \text{ KN.m}$

$V_u = q_u \times l_{\text{max}}/2 = 15.762 \times 4/2 = 31.524$

- **Calcul à ELS :**

$M_s = q_s \times l^2_{\text{max}}/8 = 11.534 \times 4^2/8 = 23.068 \text{ KN.m}$

$M^s_t = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 23.068 = 19.608 \text{ KN.m}$

$M^s_a = -0.5 \times M_s = -11.534 \text{ KN.m}$

• **Ferrailage :**

Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant : on a FPN on adopte $d=28$ cm.

Tableau III.14 Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.

RDC+EC	M_u KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$	$A_{Choisit}$ (cm^2/ml)
En travée	26.795	0,0802	0,1046	0,268	2.87	1,01	3HA12= 3.39
En appuis	15.762	0,047	0,0604	0,273	1.65	1,01	3HA10= 2.36

• **Vérifications à ELU**

✓ **Effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{31.524 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.375 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3,33 \text{ MPA} \quad \text{vérifiée}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2,2) BAEL91/99 :

$$\Phi_L \geq \min(b/10; h/35; \Phi_L) = 10 \text{ mm}$$

Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$

✓ **L'espacement (CBA art A.5.1.2.2)**

1) $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 25,2 \text{ cm}$

2) $St \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow St \leq 113 \text{ cm}$

3) $St \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} \Rightarrow St \leq 0$

D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h ; 25 \text{ cm})$.

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

• **Vérification à l'ELS**

Tableau III.15 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage

/	M_s (KN. m)	Y (cm)	I (m^4)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
En Travée	19.608	8.194	2.54×10^{-4}	6.31	15
En Appuis	11.534	7.03	1.904×10^{-4}	4.26	15

✓ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu t \quad ; \quad \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu t$$

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

On à FN $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right) = 201.633 \text{ MPA}$

✓ **Vérification de la flèche**

- 1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.075 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- 2) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.00403 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- 3) $L = 4\text{m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- 4) $\frac{h}{L} = \frac{30}{400} = 0.075 \geq \frac{M_t}{20 M_0} = 0.0425 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

❖ **Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage**

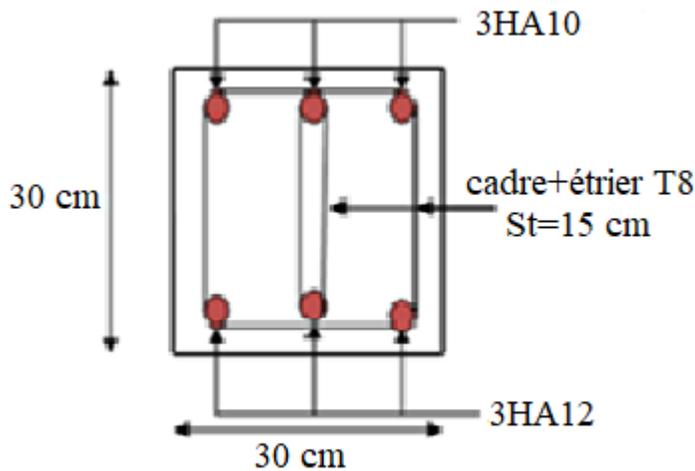


Figure III.13 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage (Travée+ Appuis).

III.6. Etude de la poutre brisée

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

Dimensionnement : (Exigences du RPA99/2003)

- $h \geq 30$; $b \geq 20$; $h/b < 4$.

- $(l \text{ max} / 15) \leq hp \leq (l \text{ max} / 10)$

$L = 1.35 + 0.6/\cos\alpha + 1.35 = 3,49 \text{ m} \Rightarrow 23.27 \text{ cm} \leq hp \leq 34.9 \text{ cm}$

On opte pour (30×35) cm²

1) Calcul à la flexion simple

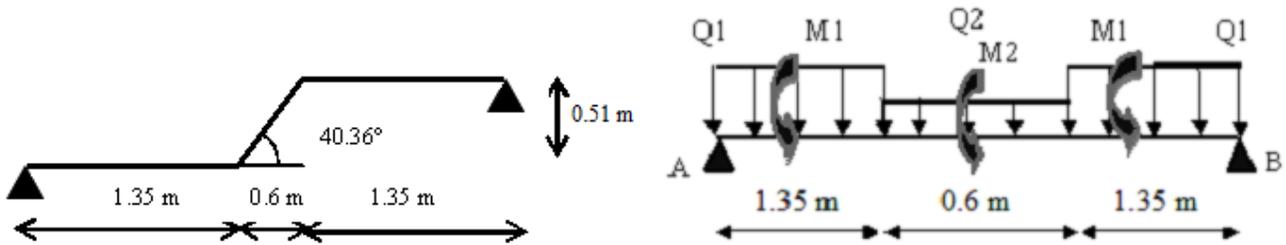


Figure III.14 Schéma statique de la poutre brisée

• **Calcul des charges**

La poutre est soumise à son Poids propre :

Partie horizontale : $P_h = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN} / \text{ml}$.

Partie incliné : $P_{inc} = 2.625/\cos(40.36) = 3.44 \text{ KN/ML}$

ELU :

$Q_1^U = 1.35 \times 2.625 + R_A^U \Rightarrow Q_1^U = 23.26 \text{ KN.m}$

$Q_2^U = 1.35 \times 3.44 + R_B^U \Rightarrow Q_2^U = 21.79 \text{ KN/m}$

Avec :

ELU	$\begin{cases} R_A^U = 19.715 \text{ KN/ML} \\ R_B^U = 17.146 \text{ KN/ML} \end{cases}$	ELS	$\begin{cases} R_A^S = 14.176 \text{ KN/ML} \\ R_B^S = 12.337 \text{ KN/ML} \end{cases}$
-----	--	-----	--

ELS :

$Q_1^S = 2.625 + R_A^S \Rightarrow Q_1^S = 16.8 \text{ KN.m}$

$Q_2^S = 3.44 + R_B^S \Rightarrow Q_2^S = 15.78 \text{ KN/m}$

• **Calcul de la réaction d'appui de la poutre brisée**

On utilise la méthode de RDM :

$$\text{ELU : } R_A^U = R_B^U = Q_1^U \times 1.35 + Q_2^U \times 0.6/2 = 37.94 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_A^S = R_B^S = Q_1^S \times 1.35 + Q_2^S \times 0.6/2 = 27.414 \text{ KN}$$

D'après le 2ème tronçon $1.35\text{m} \leq x \leq 1.95\text{m}$ $dMz/dx=0 \Rightarrow x=1.65\text{m}$

On trouve : $M_0^U(1,65)=31.03\text{KN.m}$; $M_0^S(1,65) = 22.41\text{KN.m}$

• **Calcul des sollicitations**

$$\text{ELU : En travée : } M_t^U = 0,85 \times M_0^U = 26.37 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^U = -0,5 M_0^U = -15.515 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : En travée : } M_t^S = 0,85 \times M_0^S = 19.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^S = -0,5 \times M_0^S = -11.205 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 38.38 \text{ KN.}$$

• **Le ferrailage**

Position	$M_u(\text{KN.m})$	U_{bu}	α	Z(m)	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$
Travée	26.37	0.018	0.0228	0.317	1.16	2.39
Appui	15.515	0.0106	0.0134	0.318	1.16	1.4

Tableau III.16 Ferrailage de la poutre brisée.

• **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_f = \frac{38.38 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.399 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

2) **Calcul à la torsion**

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule : $\tau_T = \frac{M_T}{2 \Omega e}$

Ω : l'Aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.

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

$$\Omega = (b-e)(h-e) \quad \text{avec } e = b/6 = 30/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \Omega = (30-5)(35-5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$M_{\text{tor}}^{\max} = M_a^{\text{tor}} \times L/2 \quad \text{avec : } M_a^{\text{tor}} = 15.515 \text{ KN.m}$$

$$M_{tor}^{max} = 15.515 \times 3.3 / 2 = 25.6 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{25.6 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 3.41 \text{ MPA} > 3.33 \text{ MPA} \quad \text{condition non vérifiée}$$

Remarque :

On redimensionne la section de la poutre brisée. Après les calculs nous avons obtenus une section nécessaire qui est : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

En recalculons Ω :

$$\Omega = (30-5)(40-5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t^2 = \frac{25.6 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2.926 \text{ MPA} < 3.33 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement à la flexion simple après le redimensionnement est :

$$\tau_f^2 = \frac{38.38 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 0.346 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \sqrt{(\tau_t^2 + \tau_f^2)} = \sqrt{(2.926^2 + 0.346^2)} = 2.94 \text{ MPA}$$

- **Vérification de La contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = 2.94 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Le ferrailage**

1) Armatures transversales

On opte : $St = 20 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appuis

$$At = \frac{M_{tor} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 0.841 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{travée} \\ A_{tor}^a = 0.42 \text{ cm}^2/\text{ml} & \text{appui} \end{cases}$$

2) Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par : $Al = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$

μ : le périmètre $\mu = 2(b+h) = 2(30+40) = 140 \text{ cm}$

$$Al = \frac{25.6 \times 10^{-3} \times 1.4 \times 1.15}{2 \times 400 \times 875 \times 10^{-4}} = 5.88 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

sachant que $b=30\text{cm}$, $d=37\text{cm}$.

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.56 \text{ cm}^2 < Al^{cal} = 5.88 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

• Ferrailage final de la poutre brisée

En travée : $A_t = A_t^f + A_t^T / 2 = 2.39 + 5.88 / 2 = 5.33 \text{ cm}^2$ Soit : 3HA16 = 6.03cm²

En appuis : $A_a = A_a^f + A_a^T / 2 = 1.4 + 5.88 / 2 = 4.34 \text{ cm}^2$ Soit : 3HA14 = 4.62cm²

• Section d'armature transversale à prendre

$A = 0.841 + 0.42 = 1.261 \text{ cm}^2 \rightarrow$ On choisit : 4HA8 = 2,01cm²

• Vérifications à l'ELS :

Tableau III.17 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre brisée.

Zone	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
En travée	19.05	7.72	102654.534	1.43	15
En appuis	11.205	6.5	73620.49	0.99	15

• Vérification de la flèche

1) $\frac{h}{L} \geq \max(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 M_0}) \Rightarrow 0.114 > 0.085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

2) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0061 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

3) $L = 3.3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Les trois conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

❖ Schéma de ferrailage de la poutre brisée

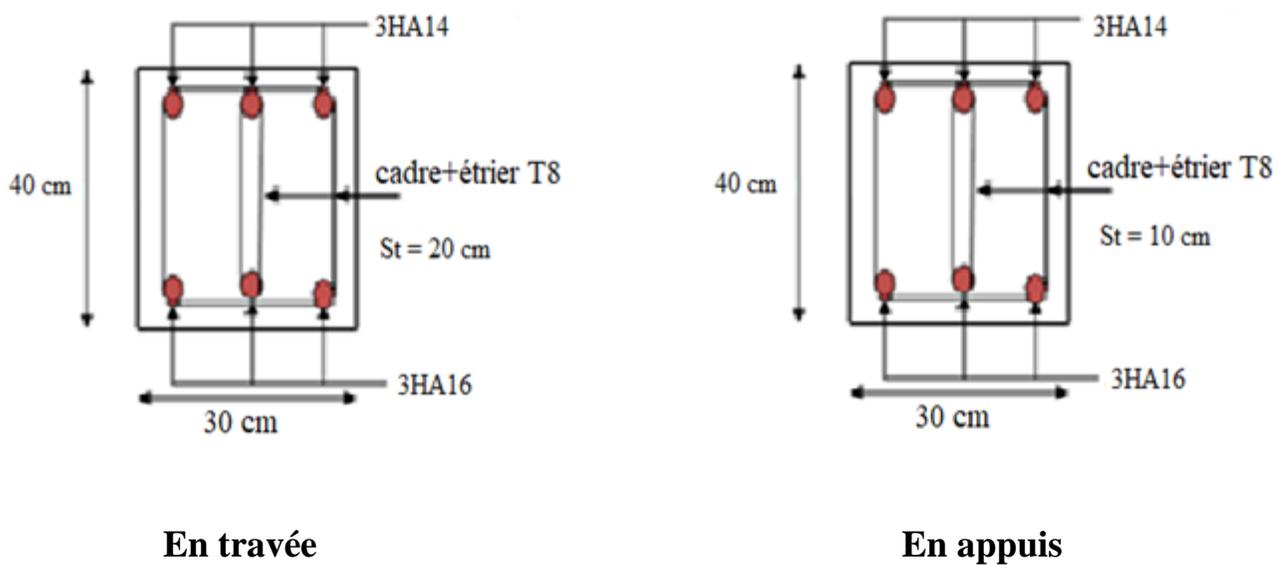


Figure III.15 Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.7. Etude de la poutre palière

La poutre palière est un élément en béton armé, prévue pour rendre la réaction du palier de repos. Elle est supposée comme étant partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Le pré-dimensionnement effectué dans les chapitres précédents donne les résultats suivants :

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

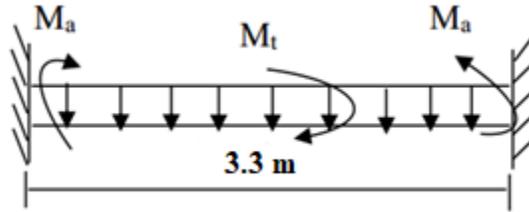


Figure III.16 Schéma statique de la poutre palière.

1) Calcul à la flexion simple

- **Évaluation des charges**

Poids propre de la poutre : $G_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{KN/ml}$.

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appuis $R = 19.715 \text{ KN}$.

- **Calcul à l'ELU**

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

Combinaison de charge

$$q_u = 1.35 (G_0) + R = 1.35 \times (2.25) + 19.715 \Rightarrow q_u = 22.7525 \text{ kn/ml}$$

Les moments : $l = 3.3 \text{ m}$

-le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 30.97 \text{ kn.m}$

-Le moment sur appui : $M_a = 0.4 M_0 = 12.39 \text{ kn.m}$

-Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 26.33 \text{ kn.m}$

Ferraillage de la poutre palière

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 30 \Rightarrow d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{m_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0254 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0322$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.26652 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{m_t}{z f_{st}} = \frac{26.33 \times 10^{-3}}{0.26652 \times 348} \Rightarrow A_{st} = 2.84 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = \max \left(\frac{bh}{1000} ; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

Avec : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$.

$$A_s^{\min} \geq \max\left(\frac{30 \times 30}{1000}; 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_s^{\min} \geq \max(0.9; 0.98 \text{ cm}^2)$$

$$A_s^{\min} = 0.98 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 Ferrailage de la poutre palière

Section	b(cm)	h(cm)	M(kn.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A^{cal}(\text{cm}^2)$	$A^{\min}(\text{cm}^2)$
Travée	30	30	26.33	0.0254	0.0322	26.652	2.84	0.98
Appuis	30	30	12.39	0.0119	0.015	26.837	1.33	0.98

Vérification à l'ELU

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2.f_c28/\gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times 25 / 1.5 ; 5) \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V = q_e^u \frac{l}{2} = 37.54 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \bar{\tau} = \min(0.2.f_c28/\gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.463 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversal a la flexion simple

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq 0.4 \frac{b S_t}{f_e} = 0,4 \times \frac{0.3 \times 0.2}{400}$$

$$A_t = 6 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.6 \text{ cm}^2$$

2) Calcul à la torsion

Calcul le moment de torsion :

On a : $M_{ua} = 12.39 \text{ KN.m}$

$$M_{tor} = M_{ua} \frac{1}{2} = 12.39 \times \frac{3.3}{2} \Rightarrow M_{tor} = 20.44 \text{ KN.m.}$$

Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :

$$\Omega = (h-e)(b-e) \Rightarrow e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$$\Omega = (30-5)(30-5) = 625 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la périmètre de la section efficace :

$$U = [(h-e) + (b-e)] \times 2 = 100 \text{ cm.}$$

Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega e} = \frac{20.44 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 5 \times 10^{-6}} \Rightarrow \tau_t = 3.27 \text{ MPa}$$

$$\tau = \sqrt{(\tau_t)^2 + (\tau_u)^2} \Rightarrow \tau = 3.302 \text{ MPa.}$$

$$\tau_t = 3.302 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

Calcul de ferrailage à la torsion :

$$\frac{A_l^{\text{tor}}}{U} = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_l^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} U}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{20.44 \times 10^5 \times 100}{2 \times 625 \times 348 \times 10^2}$$

$$A_l^{\text{tor}} = 4.7 \text{ cm}^2.$$

Armature transversale :

$$\frac{A_{t1}}{S_{t1}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_{t1} = \frac{20.44 \times 10^5 \times 0.2}{2 \times 625 \times 348 \times 10^2}$$

$$A_{t1} = 7.247 \times 10^{-3} \text{ cm}^2.$$

a/Armature transversale:

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^{Tors} = 0.6 + 9.4 \times 10^{-3} \Rightarrow A_t = 0.61 \text{ cm}^2$$

b/Armatures longitudinales :

En appuis :

$$A_l = A_l^{FS} + A_l^{Tors} = 1.33 + \frac{1}{2} \times 4.7 \Rightarrow A_l = 3.68 \text{ cm}^2$$

En Travée:

$$A_l = A_l^{FS} + A_l^{Tors} = 2.84 + \frac{1}{2} \times 4.7 \Rightarrow A_l = 5.19 \text{ cm}^2$$

Le choix de ferrailage : $\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } A_l^t \text{ on choisit : } 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2 \\ \text{pour } A_l^a \text{ on choisit : } 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2 \\ \text{un cadre + un étrier de } \phi 8 \end{array} \right.$

• **Calcul à l'ELS**

Combinaison de charge :

$$q_s = G_0 + R = 2.25 + 19.715 \Rightarrow q_s = 21.965 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 29.9 \text{ KN.m}$$

Calcul M_t et M_a :

$$M_t = 0.85 M_0 = 25.41 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 0.4 M_0 = 11.96 \text{ KN.m.}$$

Tableau III.19 Vérifications des contraintes à l'ELS.

Zone	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	25.41	12.93	92219.42	3.56	15
En appuis	11.96	5.46	37578.94	1.737	15

Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.09 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{m_t}{10m_0} \Rightarrow 0.09 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 8.38 \times 10^{-3} \leq 10.5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

❖ Schéma de ferrailage de la poutre palière

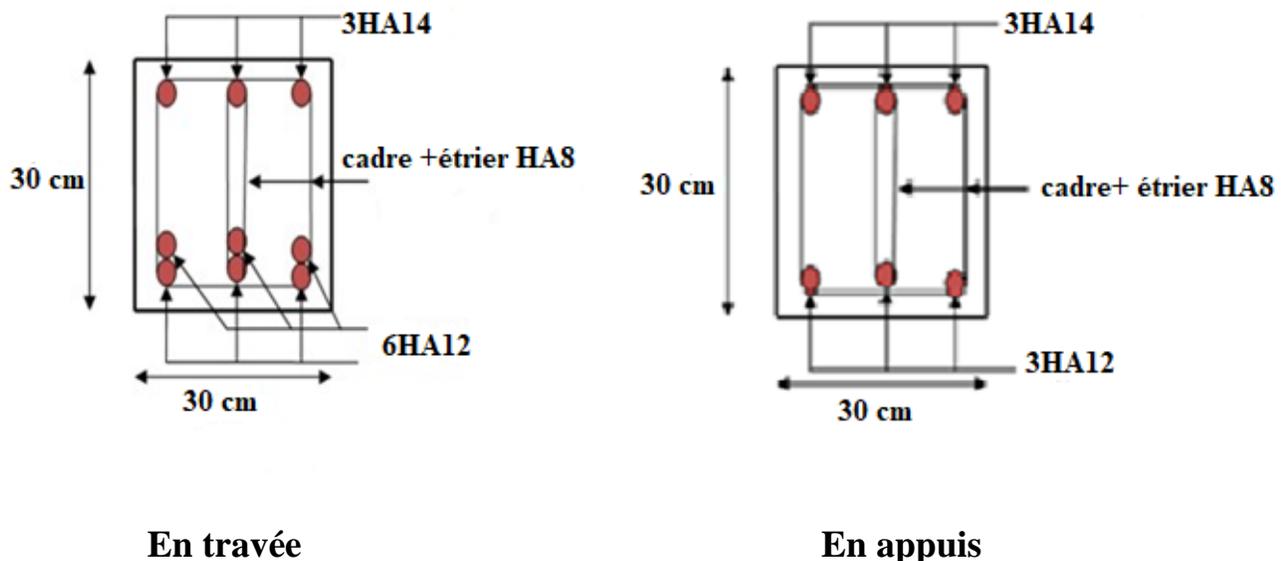


Figure III.17 Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.8. Etude des escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet on dispose de trois types d'escaliers.

Escalier Type 1 (étage courant)

✓ Volée 2 et 3

$$G_{vol} = 6.99 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{vol} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pal} = 5.02 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{pal} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison de charge

- Volée 2 et 3

ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.99 + 1.5 \times 2.5 = 13.187 \text{ kn/ml}$$

ELS

$$q_s = G + Q = 6.99 + 2.5 = 9.49 \text{ kn/ml}$$

- Palier

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.02 + 1.5 \times 2.5 = 10.53 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5.02 + 2.5 = 7.52 \text{ kn/ml}$$

1) Calcul des sollicitations :

- Réaction d'appuis

Le calcul se fera par la méthode RDM :

ELU :

$$\sum F/y=0 \quad R_A + R_B = 13.187 \times 1.8 + 10.53 \times 1.3$$

$$R_A + R_B = 37.4256 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \quad 3.1R_B - 21.363 - 33.538 = 0$$

$$R_B = 17.71 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \quad -3.1R_A + 52.22 + 8.898 = 0 \Rightarrow R_A = 19.715 \text{ KN}$$

ELS :

$$\sum F/y=0 \quad R_A + R_B = 9.49 \times 1.8 + 7.52 \times 1.3 \Rightarrow R_A + R_B = 26.852 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0 \quad 3.1R_B - 15.373 - 23.95 = 0 \Rightarrow R_B = 12.682 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \quad -3.1R_A + 6.3544 + 37.58 = 0 \Rightarrow R_A = 14.176 \text{ KN}$$

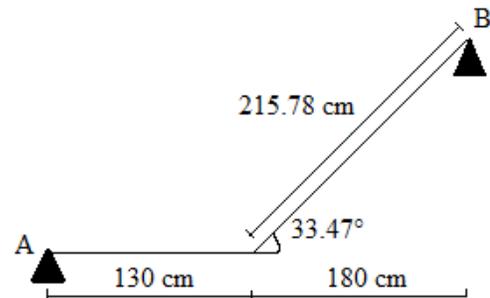
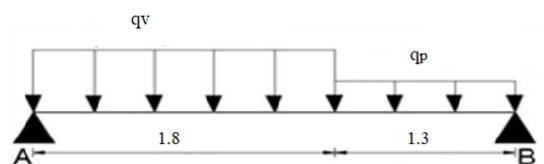


Figure III.18 Schéma statique de la volée 2 et 3.



• Effort tranchant et moment fléchissant

Calcul par la méthode des sections

Tronçon 1 :

$$0 \leq x \leq 1.8 \text{ m}$$

$$\sum F/y=0 \quad T_y - 13.187x + 19.715 = 0$$

$$T_y = -19.715 + 13.187x$$

$$T_y(0) = -19.715 \text{ kn}$$

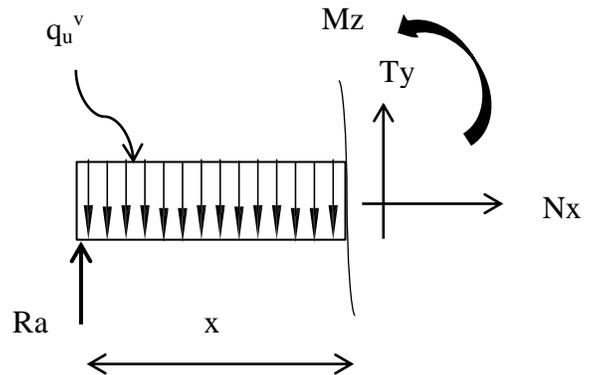
$$T_y(1.8) = 4.02 \text{ kn}$$

$$\sum M/1-1 = 0 \quad M_z + 13.187 \times x/2 \times x$$

$$M_z = 19.715 x - 6.5935 x^2$$

$$M_z(0) = 0 \text{ KN/m}$$

$$M_z(1.8) = 14.124 \text{ KN.m}$$



Tronçon 2 :

$$0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$$

$$\sum F/y=0 \quad -T_y - 10.53x + 17.71 = 0$$

$$T_y = 17.71 - 10.53x$$

$$T_y(0) = 17.71 \text{ kn}$$

$$T_y(1.3) = 4.02 \text{ kn}$$

$$\sum M/2-2=0 \quad -M_z - 5.265x^2 + 17.71x = 0$$

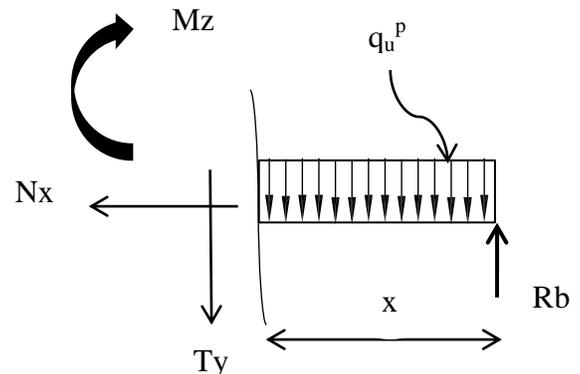
$$M_z = 17.71 x - 5.265 x^2$$

$$M_z(0) = 0 \text{ KN/m}$$

$$M_z(1.8) = 14.124 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}(1.68) = 14.89 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 19.715 \text{ KN}$$



• Calcul des moments réels

$$M_t^{\max} = 0.85 \times 14.89 = 12.656 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -0.5 \times 14.89 = -7.445 \text{ KN.m}$$

• Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 14) \text{ cm}^2$. les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN; $e = 15 \text{ cm}$; $C=2 \text{ cm}$. $d=12 \text{ cm}$.

Tableau III.20 Résultats des ferrillages des volées 2-3 d'étage courant

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	12.656	0.0619	0.08	0.116	3.13	1.45	4HA10=3.14	25
En appui	-7.445	0.036	0.046	0.117	1.81	1.45	4HA8=2.01	25

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

• Vérifications

Calcul à l'ELU :

✓ Vérification de l'effort tranchant : $V_{max} = 19.715$ KN

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{19.715 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.164 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 1.167 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.164 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 1.167 \text{ MPA}$... condition vérifiée.

Pas besoin d'armatures transversales (Ya pas de risque de cisaillement).

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

En travée : $A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit **4HA8= 2.01 cm²/ml**

En travée : $A_{ra} = \frac{A_a}{4} = \frac{2.04}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit **3HA8= 1.51 cm²/ml**

✓ Vérification des espacements: on a FPN donc :

Sens principale :

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

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

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$vérifiée

Calcul à l'ELS :

✓ ELS :

de la même manière que à l'ELU on trouve :

$$\Rightarrow R^S_B = 12.682 \text{ KN} ; R^S_A = 14.176 \text{ KN}. M_0 = 10.693 \text{ KN.m (x=1.68m)}$$

$$M_t^{max} = 9.089 \text{ KN.m} ; M_a^{max} = -5.346 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 Vérification de l'état limite de compression du béton.

/	Mser(Kn.m)	Y (cm)	$I \times 10^{-4}(m^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Observation
En travée	9.089	2.92	4713.128	5.63	15	Vérifiée
En appuis	-5.346	2.405	3239.416	3.97	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

- 1) $\frac{e}{L} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 M0}\right) \Rightarrow 0.045 > 0.042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- 2) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0.0026 < 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Les conditions sont satisfaites donc pas besoin de vérifier la flèche.

❖ **Schéma de ferrailage**

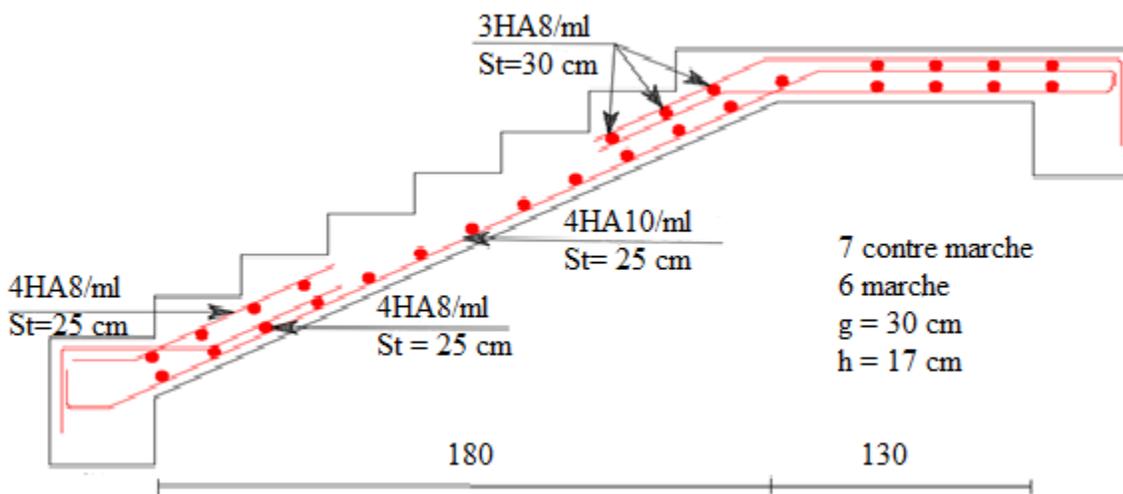


Figure III.19 Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant volée 2-3.

✓ Volée 1

Calcul à l'ELU :

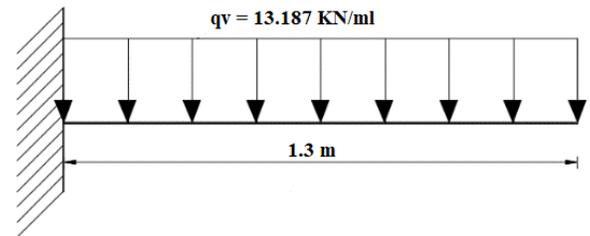
$G_v = 6.99 \text{ KN/m}^2$

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

Les charges qui reviennent sur la volée :

$$M_U = -\frac{q_u l^2}{2} = -\frac{13.187 \times 1.3^2}{2} = -11.143 \text{ KN.m}$$

$$M_S = -\frac{q_s l^2}{2} = -\frac{9.49 \times 1.3^2}{2} = -8.02 \text{ KN.m}$$



Calcul de l'effort tranchant :

$V_u = q_u \cdot l = 13.187 \times 1.3 = 17.143 \text{ KN}$

$V_s = q_s \cdot l = 9.49 \times 1.3 = 12.337 \text{ KN}$

• Ferrailage

Ferrailage longitudinale :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22 Résultats des ferrailages de la volée 1 d'étage courant

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	-11.143	0.0545	0.07	0.116	2.74	1.45	4HA10=3.14	25

Calcul des armatures de répartition:

$A_r = \frac{A_{t \text{ adopté}}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit 4HA8= 2.01 cm²/ml $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{17.173 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.143 \text{ MPA}$

$\bar{\tau} = 0.07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 1.16 \text{ MPA}$

$\tau_u = 0.143 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.6 \text{ MPa}$ **Vérifiée**

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

Vérification des espacements: on a FPN donc :

Sens principale :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Sens secondaire :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul à l'ELS :

✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

La fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifié que :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times y / I \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.23 Vérification de l'état limite de compression du béton.

/	Mser(Kn.m)	Y (cm)	I× 10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée	-8.02	2.92	4713.128	4.97	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

- 1) $\frac{e}{L} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \Rightarrow 0.107 > 0.0425 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- 2) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0.0026 < 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Les conditions sont satisfaites donc pas besoin de vérifier la flèche.

❖ **Schéma de ferrailage**

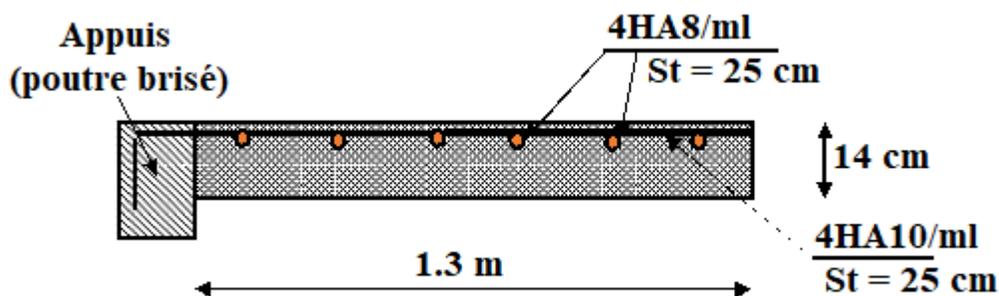
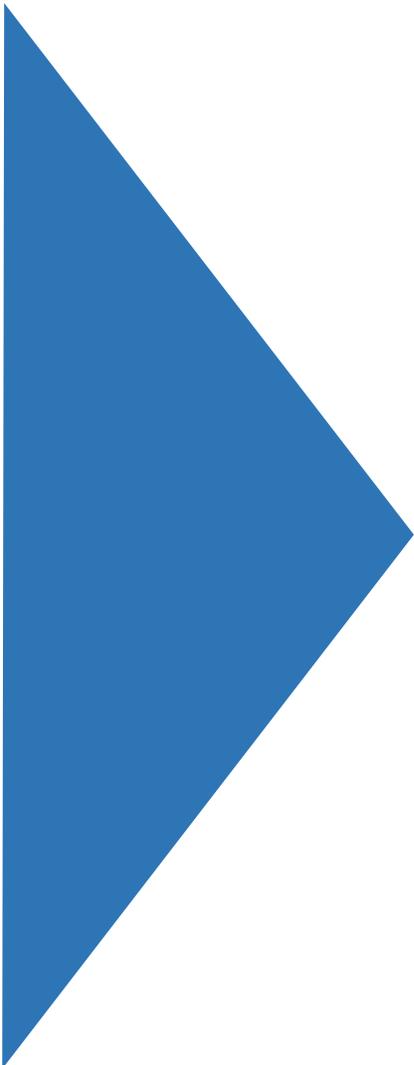


Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier étage courant volée 1.



CHAPITRE

IV

Etude dynamique

IV.1.Introduction

Le nord d'Algérie est une région où les tremblements de terre peuvent se produire en provoquant des dégâts importants. Ce qui nécessite une étude dynamique rigoureuse qui assure une protection des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques, Afin de limiter les dégâts.

IV.2. Modélisation :

Pour la modélisation de notre structure on a fait appel à l'ETABS2016 qui est un logiciel destiné à la conception et l'analyse des structures, des ouvrages de génie civil catégorie bâtiments, ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autres matériaux.

Ce logiciel va nous permettre d'effectuer des diverses options de saisie des données, la visualisation des données et des résultats, l'analyse statique, l'analyse dynamique éventuellement, le dimensionnement et la vérifications des sections des éléments de la structure complète.

IV.3. Méthodes de calcul

Le RPA99 propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogramme.

Selon le RPA99/2003, la méthode adéquate à utiliser pour ce projet, est la méthode d'analyse modale spectrale, dont l'utilisation est simplifiée avec le logiciel ETABS 2016.

➤ Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0,8 V_{st}/V_{dyn})$.

Avec, V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal)

IV.4 Calcul de la force sismique V_{st} :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.} \quad \text{RPA99/2003 (4.1)}$$

Avec :

- 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.

❖ Coefficient d'accélération de la zone « A » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{-Group d'usage (2)} \\ \text{-Zone sismique (IIa)} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$$

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen « D »

Qui est en fonction de la catégorie de site, de l'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s.} \\ 2.5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s.} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.2)}$$

Avec :

T1, T2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site. RPA 99/2003(Tableau 4.7)

On a un site meuble (site S3) T1=0.15 s, T2=0.5 s

Et :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003(4.3)}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau RPA99/2003(tableau 4.2).

Pour notre structure:

ξ = 10% ce qui donne : η = 0.76

✓Calcul de la période fondamentale de la structure T :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

H = 28.9 m : Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

C_T=0.05 : Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (Tableau 4.6 du RPA99/2003)

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_X = 26.7m. \\ L_Y = 16.55m. \end{cases}$$

Donc $\begin{cases} T_x = 0.5s. \\ T_y = 0.62s. \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5\eta \left(T_2/T \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.901 \\ D_y = 1.649 \end{cases}$$

❖ **facteur de qualité « Q » :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4-4))}$$

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités dans le sens (x-x)et (y-y).

N°	Critère P _q	Observation		Pénaltiés	
		x-x	y-y	x-x	y-y
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	Oui	0	0
02	Redondance en plan	Non	Oui	0.05	0
03	Régularité en plan	Oui	Oui	0	0
04	Régularité en elevation	Non	Non	0.05	0.05
05	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
06	Contrôles d'exécution	Oui	Oui	0	0

Donc $\begin{cases} q_x = 1.1 \\ q_y = 1.05 \end{cases}$

❖ **poids total de la structure « W » :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, Solidaires à la structure.

$\checkmark W_{Qi}$: Charges d'exploitation.

$\checkmark \beta$: Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : **W = 33597.99KN**.(obtenu par logiciel)

❖ Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction ⇒ **R = 5**.

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 2107.57KN. \\ V_{yst} = 1745.19KN. \end{cases}$$

IV.4. Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$

IV.5 Résultats Obtenue

IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement

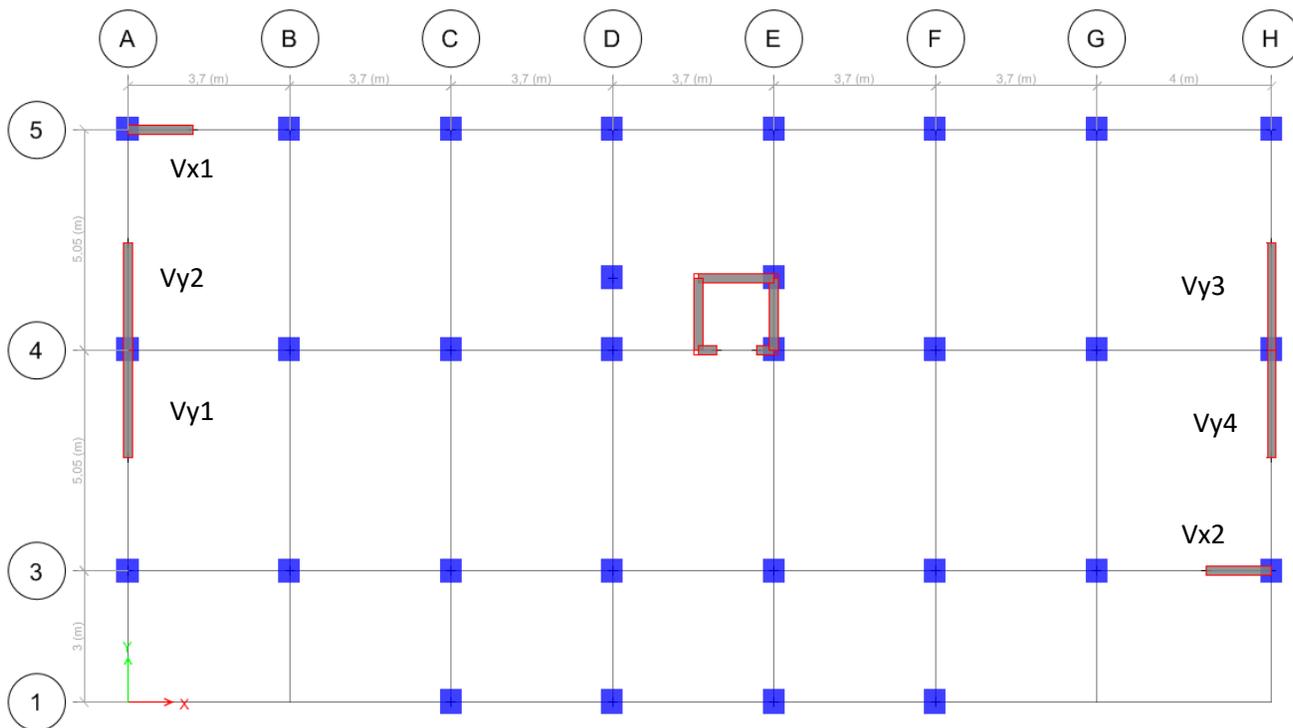


Figure IV.1. Plans de disposition des voiles.

IV.5.2 Mode de vibration et taux de participation massique

En a obtenus les résultats souhaité qui sont indiqué si dessous.

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure

Mode	Période	(%) de la masse modale		(%) cumulé de la masse modale	
		UX	UY	UX	UY
1	0,989	0,7172	0,0003	0,7172	0,0003
2	0,634	0,0002	0,7038	0,7174	0,704
3	0,52	0,0014	0,0006	0,7187	0,7046
4	0,284	0,1475	2,37E-05	0,8662	0,7046
5	0,17	5,26E-06	0,1593	0,8663	0,864
6	0,139	0,0394	8,90E-06	0,9056	0,864
7	0,134	0,0171	0,0004	0,9227	0,8644
8	0,083	0,029	0,0001	0,9517	0,8645
9	0,078	1,61E-05	0,0611	0,9517	0,9256
10	0,061	0,0013	0,0001	0,9529	0,9257
11	0,056	0,0163	1,92E-06	0,9692	0,9257
12	0,046	6,38E-06	0,0318	0,9692	0,9575

➤ Analyse des résultats :

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que la participation massique modale atteint les 90% de la masse totale de bâtiment selon l’axe X et selon l’axeY lorsqu’on prend 9 modes.

➤ Les modes de vibrations :

Le premier mode est un mode de translation suivant l’axe X-X . $T_x = 0.989s$



Figure IV.2. Mode 1(Translation selon XX)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y . $T_y= 0.634s$

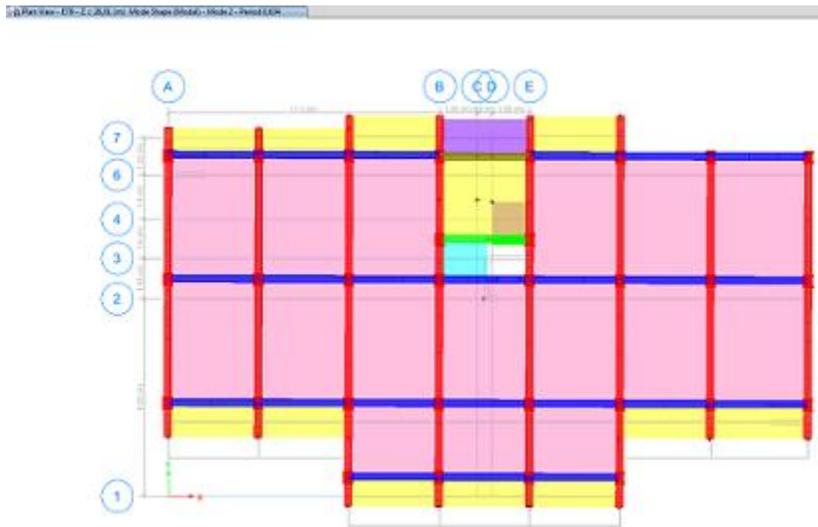


Figure IV.3. Mode 2(Translation selon YY)

Le troisième mode est un mode de torsion. $T_z= 0.52s$

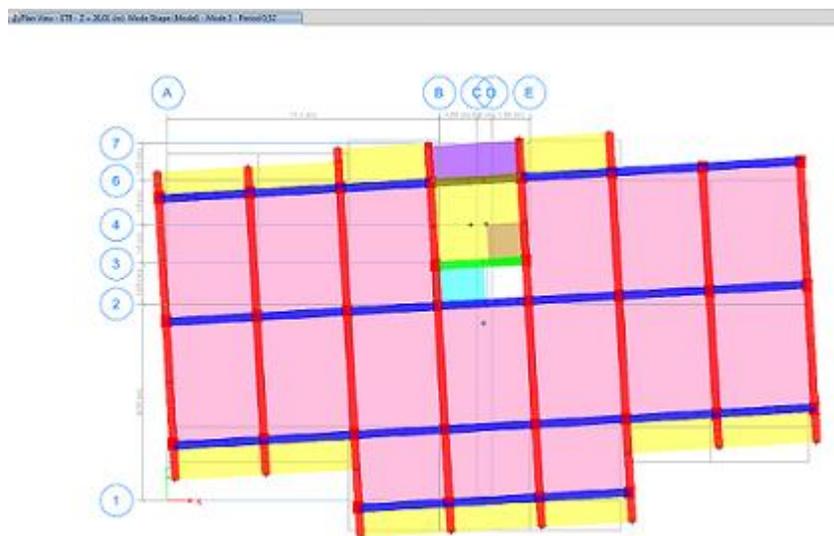


Figure IV.4. Mode 3(Torsion selon ZZ)

IV.6 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.6.1 Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4. a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

❖ **Sous charges verticales : (ELS)**

- Les voiles doivent reprendre au moins 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au plus 80% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charges reprises en (KN)		Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	32388,13	6920,89	82,39	17,61	vérifiée

❖ **Sous charges horizontales :**

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	P (KN)	V (KN)	P (KN)	V (KN)	P (%)	V (%)	P (%)	V (%)
RDC	654,43	1000,58	547,56	1339,37	39,54	60,46	29,02	70,98
1	696,67	843,22	529,37	1186,86	45,24	54,76	30,84	69,16
2	727,78	724,29	395,9	1057,69	50,12	49,88	27,24	72,76
3	779,63	585,73	349,39	920,95	57,10	42,90	27,50	72,50
4	703,64	555,51	449,44	834,85	64,12	35,88	35,00	65,00
5	696,24	449,97	481,07	696,65	68,54	31,46	40,85	59,15
6	622,41	393,76	393,47	628,62	70,22	29,78	38,50	61,50
7	503,81	319,56	379,68	449,07	61,19	38,81	45,81	54,19
8	380,91	263,99	304,84	320,48	59,06	40,94	48,75	51,25
9	436,53	173,35	322,35	162,24	71,58	28,42	66,52	33,48

Remarque :

On remarque que l’interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux D’où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

IV.6.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N}{B^* f_{c28}} \leq 0.3$$

Tel que :

N : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : est l'aire (section brute) de cette dernière.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	U	Observation
	b (m)	h (m)	aire (m ²)			
RDC	0,55	0,6	0,33	2448,87	0,297	<i>vérifiée</i>
1	0,55	0,6	0,33	2145,42	0,260	<i>vérifiée</i>
2	0,55	0,55	0,3025	1773,09	0,234	<i>vérifiée</i>
3	0,55	0,55	0,3025	1430,51	0,189	<i>vérifiée</i>
4	0,5	0,55	0,275	1116,34	0,162	<i>vérifiée</i>
5	0,5	0,55	0,275	845,88	0,123	<i>vérifiée</i>
6	0,5	0,5	0,25	615,34	0,098	<i>vérifiée</i>
7	0,5	0,5	0,25	429,30	0,069	<i>vérifiée</i>
8	0,45	0,5	0,225	289,24	0,051	<i>vérifiée</i>
9	0,45	0,45	0,2025	105,11	0,021	<i>vérifiée</i>

La condition de l'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux.

On conclue d'après les résultats de la vérification de l'effort normal réduit, que le dimensionnement des poteaux est économique ($\nu=0.29$).

IV.6.3 Vérification de la résultante des forces sismiques:

En se référant au RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy}/V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%, ces rapports est résumé dans le tableau suivant : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$ dans les deux sens.

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	Vdynamique	$0,8 \times V_{statique}$	Observation
X-X	1285,44	1686,058	Non vérifiée
Y-Y	1676,42	1396,16	vérifiée

D'après le tableau IV.6, On constate que la condition du RPA99/2003 : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$ n'est pas satisfaite selon le sens X, alors on doit majorer les réponses à partir de la méthode modale spectrale de $(0.8V_{st}/V_{dyn})$, comme suit :

$$\text{Sens x : } 0,8V_{st}/V_{dyn} = 1.312$$

Après majoration de l'action sismique, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base après majoration de l'action sismique.

Sens	Vdynamique	$0,8 \times V_{statique}$	Observation
X-X	1765,74	1686,058	vérifiée
Y-Y	1676,42	1462,29	vérifiée

IV.6.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \delta_k = R \times \delta_{eK}$$

Tel que :

δ_k : Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure (RPAart4.19)

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.8. Vérification des déplacements de niveaux selon les deux sens (X-Y).

Niveau	h_k (m)	Sens X					Sens Y				
		δ_K (m)	δ_{eK} (m)	δ_{K-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_K (m)	δ_{eK} (m)	δ_{K-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
RDC	2.89	0.0042	0.0084	0	0.0042	0.00145	0.0016	0.0003	0	0.0016	0.00056
1	2.89	0.0135	0.0027	0.0042	0.00929	0.0032	0.0051	0.0010	0.0016	0.0035	0.00122
2	2.89	0.0254	0.0051	0.0135	0.0119	0.0041	0.0098	0.0019	0.0051	0.0047	0.00163
3	2.89	0.0387	0.0077	0.0254	0.0133	0.0046	0.0153	0.0030	0.0098	0.0054	0.00187
4	2.89	0.0526	0.0105	0.387	0.0138	0.0048	0.021	0.0042	0.0153	0.0075	0.00198
5	2.89	0.0663	0.0132	0.0526	0.0137	0.0047	0.0268	0.0053	0.021	0.0075	0.002
6	2.89	0.0795	0.0159	0.0663	0.0131	0.0045	0.0324	0.0064	0.0268	0.0056	0.00195
7	2.89	0.0917	0.0183	0.0795	0.0122	0.0042	0.0378	0.0075	0.0324	0.0053	0.00184
8	2.89	0.1030	0.0206	0.0917	0.0112	0.0038	0.0428	0.0085	0.0378	0.0050	0.00173
9	2.89	0.113	0.0226	0.1030	0.0100	0.0034	0.0475	0.0095	0.0428	0.0047	0.00162

D’après le tableau ci-dessus, on constate que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs à 1 % de la hauteur d’étage.

IV.6.5 Justification vis à vis de l’effet P-Delta

Les effets du 2ème ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticale après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \qquad \text{RPA 99/2003 (Art 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

V_k : $\sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d’étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l’étage « k ».

- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Vérification de l'effet P- Δ selon les deux sens (X-Y)

Niveau	h_k (m)	p_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
RDC	2,89	34614,14	0,0042	1765,74	0,028	0,0016	1741,27	0,011
1	2,89	31238,16	0,00929	1725,017	0,058	0,0035	1707,03	0,022
2	2,89	27700,64	0,0119	1648,06	0,069	0,0047	1637,28	0,027
3	2,89	24213,85	0,0133	1548,97	0,072	0,0054	1551,79	0,029
4	2,89	20730,01	0,0138	1421,48	0,070	0,0057	1438,53	0,028
5	2,89	17303,12	0,0137	1277,32	0,064	0,0057	1292,86	0,027
6	2,89	13880,16	0,0131	1111,06	0,057	0,0056	1117,97	0,024
7	2,89	10431,58	0,0122	914,39	0,048	0,0053	904,42	0,021
8	2,89	7030,38	0,0112	679,42	0,040	0,0050	668,59	0,018
9	2,89	3688,35	0,0100	400,78	0,032	0,0047	390,78	0,015

Remarque :

On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieure à 0.1 pour tous les niveaux et cela dans les deux sens de calcul.

IV.7 Conclusion

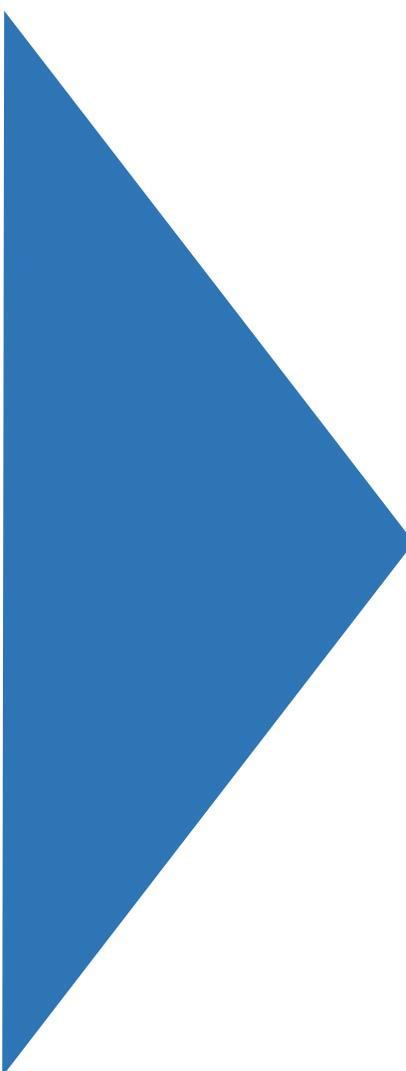
Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **RPA99/2003**, tout en respectant l'aspect architectural du bâtiment qui nous a posé un obstacle majeur sur la disposition des voiles.

Finalement, nous avons abouti à une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment, et cela après augmentation des sections des poteaux et des poutres.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montées dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Dimensions finales des éléments structuraux.

Niveaux	Poteaux (cm ²)	Voiles (cm)	Poutre Principale	Poutre Secondaire
Sous-sol +RDC+1 ^{er}	55×60	20	30× 45	30× 30
2 ^{ème} + 3 ^{ème}	55×55			
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	50×55			
6 ^{ème} + 7 ^{ème}	50×50			
8 ^{ème}	45×50			
9 ^{ème}	45×45			



CHAPITRE

V

Etudes des éléments

Principaux

V.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- ❖ Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- ❖ Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- ❖ Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{aligned} *ELU : 1.35G+1.5Q & ; & *ELS : G+Q \\ *G+Q \pm E_{x,y}(\max, \min) & ; & *0.8G \pm E_{x,y}(\max, \min) \end{aligned}$$

V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \times b_1 \times h_1$ en zone II.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4% zone courante.
 - 6% zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de $4\emptyset$ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : la hauteur d'étage.

b_1, h_1 : dimension de la section transversale du poteau .

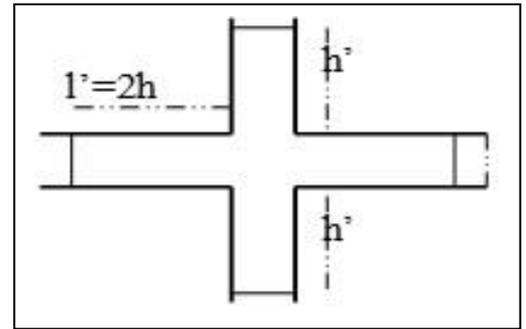


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant:

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone de recouvrement	Zone COURANTE
S.S+RDC 1er étages	55×60	26.4	198	132
2 et 3ème étages	55×55	24,2	181.5	121
4 et 5ème étages	50×55	22	165	110
6 et 7ème étages	50×50	20	150	100
8ème étages	45×50	18	135	90
9ème étages	45×45	16,2	121.5	81

2. Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : 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.

$$\begin{cases} 2.50 \text{ si } \lambda_g \geq 5 & (\lambda_g: \text{l'élongement géométrique}). \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5. \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré
 l_f : longueur de flambement du poteau.

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 pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ (au minimum).

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau .V.2. Les sollicitations dans les poteaux.

Section	N_{max}	→ M_{cor}	M_{max}	→ N_{cor}	N_{min}	→ M_{cor}
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)
55×60	2885.3803	113.3746	113.3746	2885.3803	567.9648	54.225
55×55	1774.8593	3.426	94.8573	148.1543	181.1622	93.066
50×55	1320.842	5.175	78.8084	295.346	49.5748	22.3027
50×50	882.032	7.1392	64.1025	377.3268	30.6695	19.1422
45×50	452.9565	8.1471	54.7614	177.1855	21.1042	16.312
45×45	230.1376	11.3075	60.8852	113.4579	10.2545	22.1823

V.2.3 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la **flexion composée** avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul**

Soit le poteau RDC (55×60) cm²: b = 55 cm ; h = 60 cm ; d = 57 cm ; d' = 3 cm.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$Fe \text{ E400} \quad ; \quad f_{bu} = 18,45 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentelle}$$

a) **Calcul sous :** $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}} \Rightarrow G + Q \pm Ex \text{ min}$

$$N_{\max.} = 2885.3803 \text{ KN} \quad M_{\text{cor}} = 113.3746 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0393 \text{ m} = 3.93 \text{ cm}$$

$e_G = 3.93 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$Nu(d-d') - M_{UA} \geq (0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu} \dots\dots\dots (I)$$

$$M_{UA} = Mu + Nu \times (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow 113.3746 + 2885.3803 \times (0.57 - \frac{0.6}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 892.43 \text{ KN.m}$$

$$Nu(d-d') - M_{UA} = 2885.3803(0.57 - 0.03) - 892.43 = 665.67 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu} = 1083.14 \text{ KN.m}$$

$$1083.14 \text{ KN.m} > 665.65 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{892.43 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 18.45}$$

$$\mu_{bu} = 0.271 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \epsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.403$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.57 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = 5.17 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A = 53.64 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_1 - \frac{N}{f_{st}} \Rightarrow A_l = -22.27 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l = 0 \Rightarrow \text{le béton seul suffit.}$$

b) Calcul sous : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}} \Rightarrow G + Q \pm Ex \text{ min}$

$N_{\text{cor}} = 2885.3803 \text{ KN}$ $M_{\max} = 113.3746 \text{ KN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0393m = 3.93 \text{ cm}$$

$e_G = 3.93 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 60/2 = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$Nu (d-d') - M_{UA} \geq (0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu} \dots\dots\dots(I)$$

$$M_{UA} = Mu + Nu \times (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow 113.3746 + 2885.3803 \times (0.57 - \frac{0.6}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 892.43 \text{ KN.m}$$

$$Nu (d-d') - M_{UA} = 2885.3803 (0.57 - 0.03) - 892.43 = 665.67 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu} = 1083.14 \text{ KN.m}$$

$$1083.14 \text{ KN.m} > 665.65 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{892.43 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 18.45}$$

$$\mu_{bu} = 0.271 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \epsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.403$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.57m$$

$$\epsilon_s = 5.17 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

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

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} \Rightarrow A = 53.64 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_1 - \frac{N}{f_{st}} \Rightarrow A_l = -22.27 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l = 0 \Rightarrow \text{le béton seul suffit.}$$

c) Calcul sous : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}} \Rightarrow 0.8 \pm Ex \text{ max}$

$N_{\min} = 567.9648 \text{ KN}$ $M_{\text{corr}} = 54.225 \text{ KN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0393m = 9.55 \text{ cm}$$

$e_G = 9.55 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 60/2 = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section. On doit vérifier la condition suivante :

$$Nu (d-d') - M_{UA} \geq (0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu} \dots\dots\dots(I)$$

$$M_{UA} = Mu + Nu \times (d - \frac{h}{2}) \Rightarrow 54.225 + 567.9648 \times (0.57 - \frac{0.6}{2}) \Rightarrow M_{UA} = 207.57 \text{ KN.m}$$

$$Nu (d - d') - M_{UA} = 99.13 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') b.h.f_{bu} = 1083.14 \text{ KN.m}$$

$$1083.14 \text{ KN.m} > 99.13 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{207.57 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.57^2 \times 18.45}$$

$$\mu_{bu} = 0.063 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.081$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.551 \text{ m}$$

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

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = 10.82 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} \Rightarrow A = -5.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l = 0 \Rightarrow \text{le béton seul suffit.}$$

V.2.3.1 Armatures longitudinale

Tableau V.3. Armature longitudinale dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min cal} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
S.S+RDC 1er étages	60×55	0	0	3.78	26.4	8HA16 + 8HA14 = 28.4
2 et 3ème étages	55×55	0	0	3.45	24.2	4HA16 + 12HA14 = 26.52
4 et 5ème étages	50×55	0	0	3.13	22	12HA14 + 4HA12 = 24.63
6 et 7ème étages	50×50	0	0	2.87	20	8HA14 + 8HA12 = 21.37
8ème étages	45×50	0	0	2.55	18	8HA14 + 8HA12 = 21.37
9ème étages	45×45	0	0	2.28	16.2	16HA12 = 18.10

V.2.3.2 Armatures transversales

➤ **Exemple de calcul** (poteau 60×55)

Soit : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.23}{0.6} = 3.77 \Rightarrow \rho_a = 3.75$

D'où : $A_t = \frac{3.75 \times 165.5422 \times 10^{-3} \times 15}{0.65 \times 400} \times 10^4 \Rightarrow A_t = 3.88 \text{ cm}^2$

✓ **Longueur de recouvrement**

$L_r \geq 40 \phi_{lmax} = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_{lmin}, 15 \text{ cm}) = \min(12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{lmin} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ **Quantité d'armature minimale**

On a : $3 < \lambda_g < 5$, d'où : après l'interpolation on aura

- zone nodale : $A_t^{min} = 0.5\%(t \times b) \Rightarrow A_t^{min} = 4.125 \text{ cm}^2$

- zone courante : $A_t^{min} = 0.5\%(t \times b) \Rightarrow A_t^{min} = 4.125 \text{ cm}^2$

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	S.S et RDC+ <i>1er étages</i>	2.3ème étages	4.5ème étages	6.7ème étages	8ème étages	9ème étages
Section (cm ²)	60×55	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45
ϕ_{lmax} (mm)	16	14	14	14	14	12
ϕ_{lmin} (mm)	14	14	14	12	12	12
L ₀ (cm)	323	289	289	289	289	289
L _r (cm)	226.1	202.3	202.3	202.3	202.3	202.3
λ_g	3.77	3.68	3.68	4.046	4.046	4.49
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
V _u (kn)	165.5422	121.16	90.1309	69.697	47.7963	49.428
L _r (cm)	64	56	56	56	56	48
S _t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S _t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15

$A^t(\text{cm}^2)$	3.88	3.09	2.3	1.96	1.34	1.23
$A^t_{\min}(\text{cm}^2)z.\text{nodale}$	4.125	4.125	3.75	3.75	3.375	3.375
$A^t_{\min}(\text{cm}^2)z.\text{courante}$	4.125	4.125	3.75	3.75	3.375	3.375
$A_{\text{tadapte}}(\text{cm}^2)$	5.50	5.50	5.50	3.52	3.52	3.52
Nombre des cadres	7T10	7T10	7T10	7T8	7T8	7T8

V.2.4 Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (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.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

➤ **Exemple de calcul**

On prend exemple le poteau (60×55).

$L_0 = 3.23 \text{ m}$ $N_{\max} = 2885.3803 \text{ KN}$

$N_{\max} \leq N_d$

$$N_{ul} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

I_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0$)

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h \times b^3}{12bh}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}}$$

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la même manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé dans le chapitre 2.

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.

Niveau	Section (m ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _{max} (KN)	obs
S.S et Rdc+ 1er	55×60	3.23	2.261	14.22	0.822	28.4	0.3074	549.304	2885.3803	vérifiée
2et 3 étages	55×55	2.89	2.023	12.73	0.828	24.63	0.2809	5016.47	1774.8593	vérifiée
4.5ème étages	50×55	2.89	2.023	13.99	0.824	24.63	0.2544	4587.87	1320.842	vérifiée
6.7ème étages	50×50	2.89	2.023	13.99	0.824	21.37	0.2304	4128.21	882.032	vérifiée
8 ème étages	45×50	2.89	2.023	15.55	0.817	21.37	0.2064	3730.03	452.9565	vérifiée
9 ème étages	45×45	2.89	2.023	15.55	0.817	18.1	0.1849	3311.82	230.1376	vérifiée

On voit bien que N_{max}<N_d pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inf erieure.}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

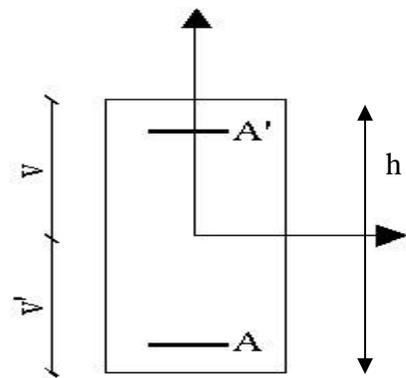


Figure V.2. section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

Niveau	V.S+ RDC+1er	2+3ème étages	4+5ème étages	6+7ème étages	8ème étages	9ème étages
Section (cm ²)	55×60	55×55	50×55	50×50	45×50	45×45
d (cm)	57	52	52	47	47	42
A (cm)	28.4	24.63	24.63	21.37	21.37	18.1
S (m ²)	0.3726	0.3394	0.3094	0.2820	0.2521	0.2296
V (cm)	33.086	30.17	30.65	27.5	28.29	24.81
V' (cm)	26.914	24.83	24.35	22.5	21.71	20.19
I _{yy'} (m ⁴)	0.0191	0.0144	0.0136	0.0099	0.0094	0.0065
N _{ser} (KN)	1812.4714	1292.8282	962.6432	643.6017	331.6732	168.4944
M _{ser} (KN.m)	34.5455	36.1078	38.2758	36.4681	35.0787	41.4338
M _{serG} (KN.m)	90.4	70.6	68.6	52.5	45.9	45.3
σ _{bc1} (MPa)	6.43	5.28	4.65	3.74	2.69	2.46
σ _{bc2} (MPa)	6.13	5.02	4.34	3.47	2.35	2.14
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	<i>vérifiée</i>	<i>Vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

c) Vérification aux sollicitations tangentielle :

Selon 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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{D'où, on doit avoir :}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
S.S et RDC+1er	3300	2.261	3.77	0.04	57	165.5422	0.528	1	vérifiée
2.3ème étages	3025	2.0203	3.68	0.04	52	121.16	0.423	1	vérifiée
4.5ème étages	2750	2.203	3.68	0.04	52	90.1309	0.346	1	vérifiée
6.7ème étages	2500	2.203	4.046	0.04	47	69.697	0.296	1	vérifiée
8ème étages	2250	2.203	4.046	0.04	47	47.7963	0.225	1	vérifiée
9ème étages	2025	2.203	4.49	0.04	42	49.428	0.261	1	vérifiée

V.2.5 Dispositions constructives

- **Longueur des crochets :** $L = 10 \varnothing_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$
- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \varnothing$$

$$\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \quad \text{on adopte : } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \quad \text{on adopte : } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \quad \text{on adopte : } L_r = 50 \text{ cm}$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003). La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

$$h' = \max (h_e/6 ; h_1 ; b_1 ; 60\text{cm}). \quad - L' = 2 h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau

$$L' \text{ (P.P)} = 2 \times 45 = 90\text{cm.}$$

$$L' \text{ (P.S)} = 2 \times 30 = 60\text{cm.} \quad ; \quad -h' = \max(48.16 ; 55 ; 55 ; 60) = 60 \text{ cm .}$$

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

SS+RDC+1 ^{er} étage	2 ^{ème} +3 ^{ème} étages
<p>60 cm</p> <p>55 cm</p> <p>8HA16</p> <p>8HA14</p> <p>4cadre + étrier Ø10</p>	<p>55 cm</p> <p>55 cm</p> <p>4HA16</p> <p>12HA14</p> <p>4cadres + étrier Ø10</p>
4 ^{ème} +5 ^{ème} étages	6 ^{ème} +7 ^{ème} étages
<p>55 cm</p> <p>50 cm</p> <p>12HA14</p> <p>4HA12</p> <p>4 cadres Ø10</p>	<p>50 cm</p> <p>50 cm</p> <p>8HA14</p> <p>8HA12</p> <p>4 cadres Ø10</p>
8 ^{ème} étages	9 ^{ème} étages
<p>50 cm</p> <p>45 cm</p> <p>8HA14</p> <p>8HA12</p> <p>4 cadres Ø8</p>	<p>45 cm</p> <p>45 cm</p> <p>16HA12</p> <p>8HA14</p> <p>8HA12</p> <p>4 cadres Ø8</p>

V.3 Etude des poutres

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS 2016, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$
- ❖ $G+Q$
- ❖ $G+Q\pm E$
- ❖ $0.8G\pm E$

V.3.1 Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante,
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.
Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de : $S \leq \min(h/4 ; 12 \phi_t)$
 - En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2$.

Avec : h : La hauteur de la poutre

- 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.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003 :

Tableau V.8. Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003.

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
Principale	30×45	.675	54	81
Secondaire	30×30	4.5	36	54

V.3.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.9. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée}	M _{appui}	V	M _{travée}	M _{appui}	V
S.S+ RDC+1er	88.5926	101.1732	92.7318	55.2871	77.5566	82.4701
2.3 éme étage	98.6289	110.6292	97.4494	62.2248	87.696	80.0466
4.5 éme étage	96.6595	109.109	108.2672	64.1777	88.4958	80.4879
6.7 éme étage	83.7875	100.5298	101.6397	60.3972	83.9858	76.2363
8 éme étage	67.6637	101.978	107.2736	53.3815	73.1637	66.2954
9 éme étage	54.6265	102.0129	109.4924	41.4313	62.9015	54.9399

V.3.3. Ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

➤ **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) la plus sollicitée Avec les sollicitations suivantes : (ELA) $M_t=88.5926KN.m$ $M_a = 101.1732KN.m$

Armatures en travée :

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{88.5926 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42^2 \times 18.45} \Rightarrow U_{bu} = 0.091$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.119 \quad , Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.399m$$

$$U_{bu} = 0.076 < U_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = 6.36cm^2$$

Armatures en appuis :

$U_{bu} = 0.103$ $\alpha = 0.137$ $Z = 0.396m$ $A = 7.32cm^2$

$A_{min} = 0.5\%(b \times h) \Rightarrow A_{min} = 6.75cm^2$

Le ferrailage des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.10. Armatures longitudinales dans les poutres.

NV	Type de poutre	Localisation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	N ^{bre} de barres
SS + RDC + 1 ^{er}	PP 30×45	Appuis	7.32	6.75	9.24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
		Travée	6.36		9.24	3HA14(filante) + 3HA14(chapeaux).
	PS 30×30	Appuis	9.23	4.5	12.06	3HA16 (filante)+ 3HA16 (chapeaux).
		Travée	6.35		8.29	3HA16 (filante) + 2HA12 (chapeaux).
2 ^{éme} + 3 ^{éme}	PP 30×45	Appuis	8.05	6.75	9.24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
		Travée	7.12		9.24	3HA14(filante) + 3HA14(chapeaux).
	PS 30×30	Appuis	10.65	4.5	12.06	3HA16 (filante)+ 3HA16 (chapeaux).
		Travée	7.23		8.29	3HA16 (filante) + 2HA12 (chapeaux).
4 ^{éme} + 5 ^{éme}	PP 30×45	Appuis	7.93	6.75	9.24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
		Travée	6.97		9.24	3HA14(filante) + 3HA14(chapeaux).
	PS 30×30	Appuis	10.76	4.5	12.06	3HA16 (filante)+ 3HA16 (chapeaux).
		Travée	7.48		8.29	3HA16 (filante) + 2HA12 (chapeaux).
	PP 30×45	Appuis	7.27	6.75	9.24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).

6 ^{ème} + 7 ^{ème}		Travée	6.0		9.24	3HA14(filante) + 3HA14(chapeaux).
	PS 30×30	Appuis	10.13	4.5	12.06	3HA16 (filante)+ 3HA16 (chapeaux).
		Travée	6.99			
8 ^{ème}	PP 30×45	Appuis	7.38	6.75	8.01	3HA14 (filante) + 3HA12(chapeaux).
		Travée	4.8			
	PS 30×30	Appuis	8.66	4.5	9.24	3HA14(filante) + 3HA14(chapeaux).
		Travée	6.12			
9 ^{ème}	PP 30×45	Appuis	7.38	6.75	8.01	3HA14 (filante) + 3HA12(chapeaux).
		Travée	3.85			
	PS 30×30	Appuis	7.32	4.5	9.24	3HA14(filante) + 3HA14(chapeaux).
		Travée	4.47			

Tableau V.10. Armatures longitudinales dans les poutres.

b. Les armatures transversales

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ diamètre des armatures transversales donnée par :

$$\phi_t \leq \min(\phi_{Lmin}; h/35; b/10) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(1.2; 1.28; 3) \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaire: } \phi_t \leq \min(1.2; 0.85; 3) \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on opte pour : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : 1cadre +1 étrier de $\phi 8$ pour toutes les poutres.

➤ Calcul des espacements des armatures transversales

Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right)$$

- Poutres principales: $S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}, 12.30\right) = 11.25\text{cm}$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$
- Poutres secondaires: $S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12.30\right) = 7.5\text{cm}$ Soit : $S_t = 7\text{ cm}$

✓ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales: $S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5\text{cm}$ Soit : $S_t = 15\text{ cm}$
- Poutres secondaires: $S_t \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm}$ Soit : $S_t = 15\text{ cm}$

1) Vérifications des armatures transversales

$$A_{min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,35\text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.35\text{cm}^2 < A = 2,01\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée (Poutres principales).}$$

$$A_{min} = 0,3\% \times S_t \times b = 1,35\text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.35\text{cm}^2 < A = 2,01\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée (Poutres secondaires).}$$

❖ **Vérification à l'ELU**

a).Condition de non fragilité :

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A_{min} = 1.52\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A_{min} = 0.98\text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b).Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,2fc28/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \quad (F. P. N)$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau V.11. Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	Vu (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
<i>Principales</i>	109.4924	0.869	3.33	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	82.4701	1.02	3.33	<i>Vérifiée</i>

D'après les résultats, on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification au cisaillement

Poutres	A_l (cm^2)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm^2)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm^2)	Observation
Principales	9.24	109.4924	-110.6292	3.15	-3.23	Vérifiée
Secondaires	12.06	82.4701	-88.4958	2.37	-2.43	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Principales	Appui	110.6296	15.61	134563	12.83	15	Vérifiée
	Travée	98.6289	15.61	134563	11.44	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	88.4958	12.99	79170.8	14.52	15	Vérifiée
	Travée	64.1777	12.99	79170.8	10.53	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche**

D’après le CBA93 et BAEL91/99, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

Poutre principale :

$$\frac{45}{505} = 0.089 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.089 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.089 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.00733 < \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc La flèche est vérifiée.

Poutre secondaire :

$$\frac{30}{400} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.075 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.072 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.0149 > \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{condition non vérifiée}$$

La 3^{ème} conditions n’est pas satisfaites, la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats de la vérification de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. La flèche de la poutre secondaire

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	2.85	<i>Mj</i>	5.7	σ_{stj}	20.84	<i>fji</i>	0.355
<i>g</i>	5.21	<i>Mg</i>	10.42	σ_{stg}	38.13	<i>fgi</i>	0.735
						<i>fgv</i>	1.789
<i>p</i>	6.71	<i>Mp</i>	13.42	σ_{stp}	49.11	<i>fpi</i>	0.985

- $f = 1.683 \text{ mm} < f_{adm} = 8 \text{ mm} \dots\dots\dots$ la condition de la flèche est vérifiée pour la P.S.

V.3.4. Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-à-dire :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(art7.6.2)}.$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Ce pendant cette vérification est facultatif pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_N : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

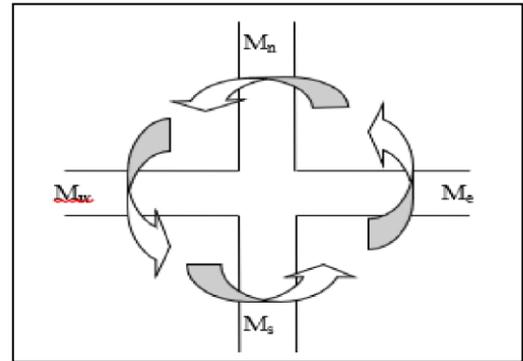


Figure V.3 Les moments dans la zone nodale

V.3.4.1 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 du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s ; \sigma_s = 348 \text{MPa} ; Z = 0,9 \times h \text{ (h : La hauteur totale de la section du béton)}.$$

-Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15. Moment résistant dans les poteaux.

Niveau	h (m)	z (m)	$A_{s(xz)}$ (cm ²)	$A_{s(yz)}$ (cm ²)	M_{RN} (kn.m)	M_{RS} (kn.m)
S.S+RDC+1er	0.6	0.54	9.11	9.11	171.19	171.19
2.3ème étage	0.55	0.495	8.64	8.64	148.83	148.83
4.5ème étage	0.55	0.495	7.29	7.29	125.57	125.57
6.7 ème étage	0.50	0.45	6.88	6.88	107.74	107.74
8 ème étage	0.50	0.45	6.88	6.88	107.74	107.74
9 ème étage	0.45	0.405	6.16	6.16	86.82	86.82

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.16. Moments résistants dans les poutres.

Niveau	h (m)	z (m)	$A_{s(xz)}$ (cm ²)	$A_{s(yz)}$ (cm ²)	M_{RN} (kn.m)	M_{RS} (kn.m)
V.S+RDC+1er	0.45	0.405	7.70	3.08	108.52	43.41
2.3ème étage	0.45	0.405	9.24	4.62	130.22	65.11

4.5ème étage	0.45	0.405	8.01	3.39	112.89	47.77
6.7ème étage	0.45	0.405	7.70	3.08	108.52	43.41
8 ème étage	0.45	0.405	8.01	3.39	112.89	47.77
9 ème étage	0.45	0.405	8.01	3.39	112.89	47.77

V.3.4.2 Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_E|)$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Vérification de la zone nodale.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
S.S	171.19	171.19	342.38	108.52	43.41	189.91	Vérifiée
RDC	171.19	171.19	342.38	108.52	43.41	189.91	Vérifiée
Etage 1	171.19	171.19	342.38	108.52	43.41	189.91	Vérifiée
Etage 2	148.83	148.83	297.66	130.22	65.11	244.16	Vérifiée
Etage 3	148.83	148.83	297.66	130.22	65.11	244.16	Vérifiée
Etage 4	125.57	125.57	251.14	112.89	47.77	200.825	Vérifiée
Etage 5	125.57	125.57	251.14	112.89	47.77	200.825	Vérifiée
Etage 6	107.74	107.74	215.48	108.52	43.41	189.91	Vérifiée
Etage 7	107.74	107.74	215.48	108.52	43.41	189.91	Vérifiée
Etage 8	107.74	107.74	215.48	112.89	47.77	200.825	Vérifiée
Etage 9	86.82	86.82	173.64	112.89	47.77	200.825	N.Vérifiée

-Interprétation des résultats

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux (sauf pour le 9eme étage qui est facultative).

- Ferrailage des poutres.

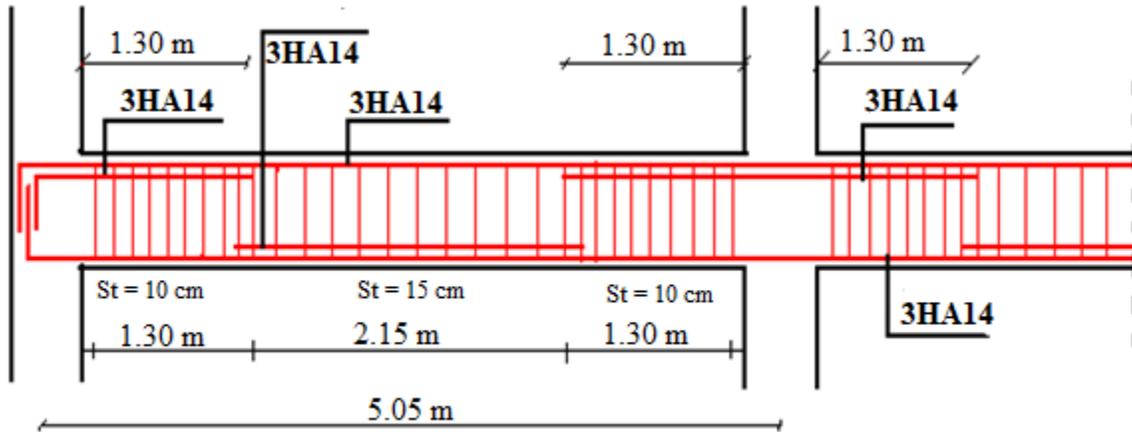


Figure V.4 Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.

Poutres principales :

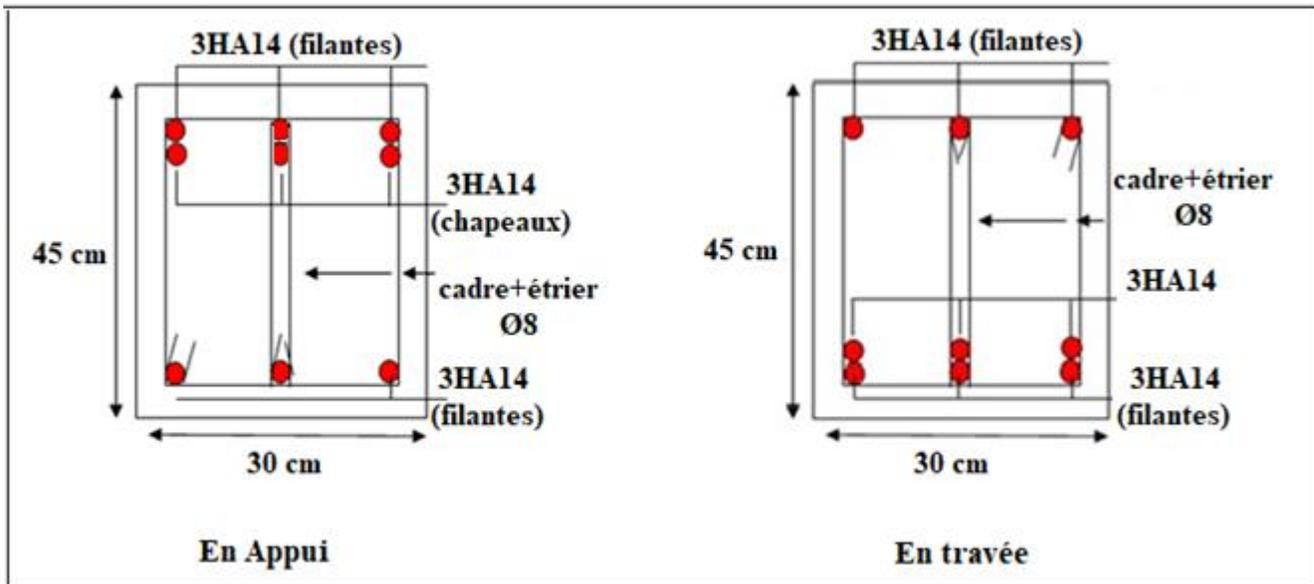


Figure V.5 Schéma de ferrailage des poutres principales (de Sous-sol jusqu'au 7ème étages).

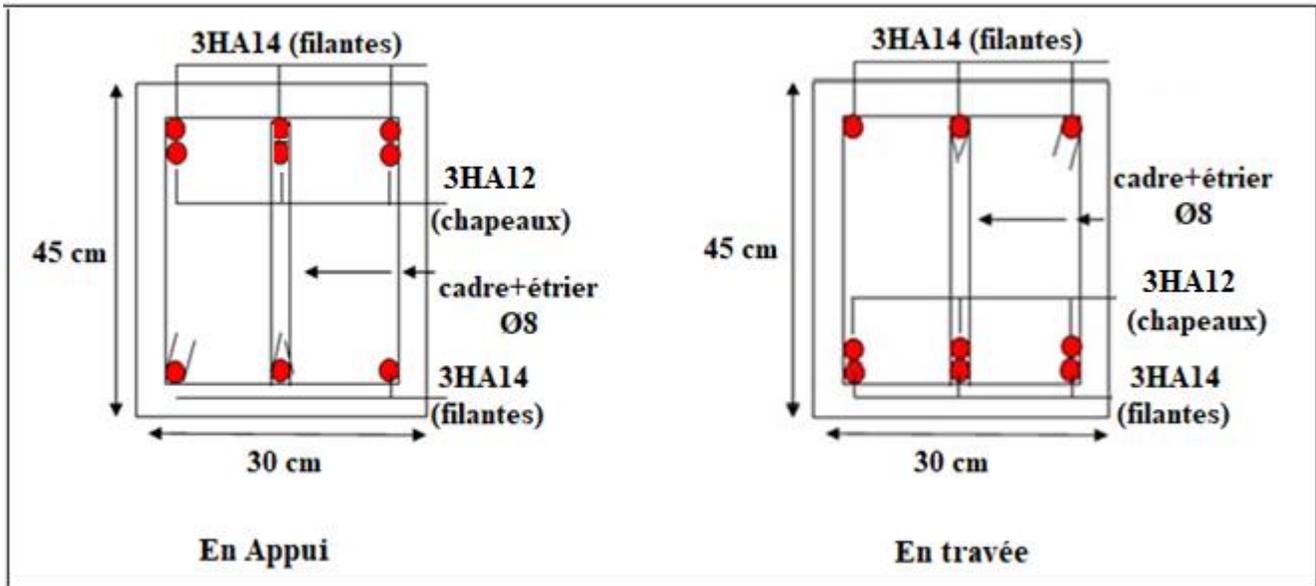


Figure V.6 Schéma de ferrailage des poutres principales (8ème+9ème étages).

Poutres secondaires :

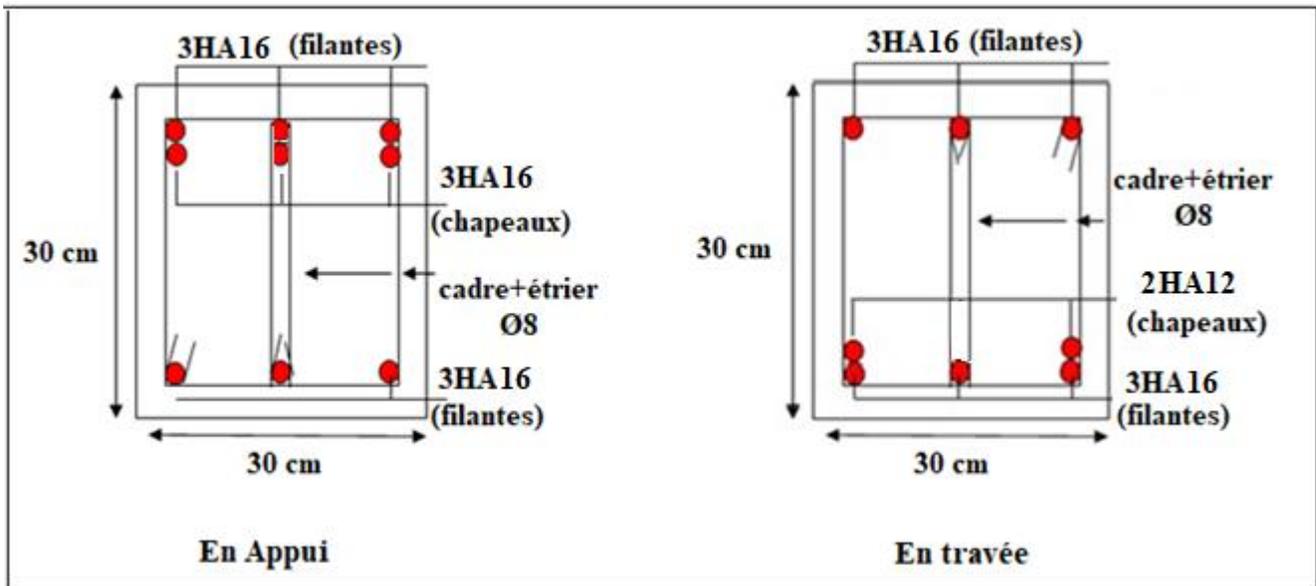


Figure V.7 Schéma de ferrailage des poutres secondaires (de Sous-sol jusqu'au 7ème étages).

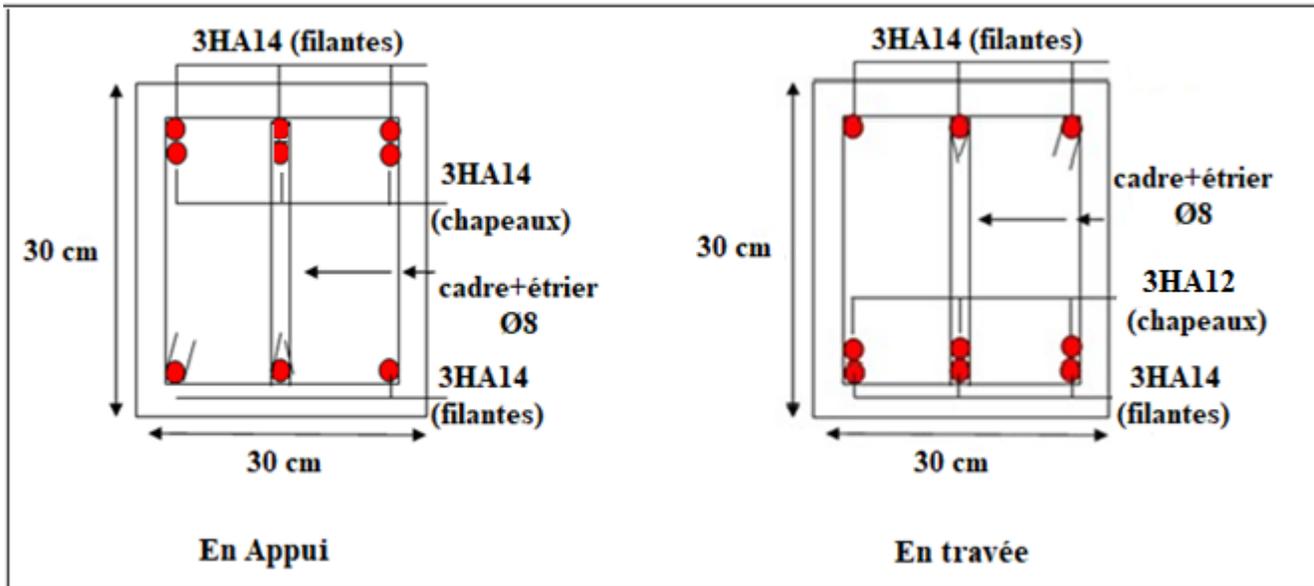


Figure V.8 Schéma de ferrailage des poutres secondaires (8ème+9ème étages).

V.4. Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être 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 :

$$1). 1.35G + 1.5Q$$

$$2). G + Q \pm E$$

$$3). 0,8G \pm E$$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$M^{max} \rightarrow N_{corresp}$$

$$N^{max} \rightarrow M_{corresp}$$

$$N^{min} \rightarrow M_{corresp}$$

V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1) :

1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{t_{min}}$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

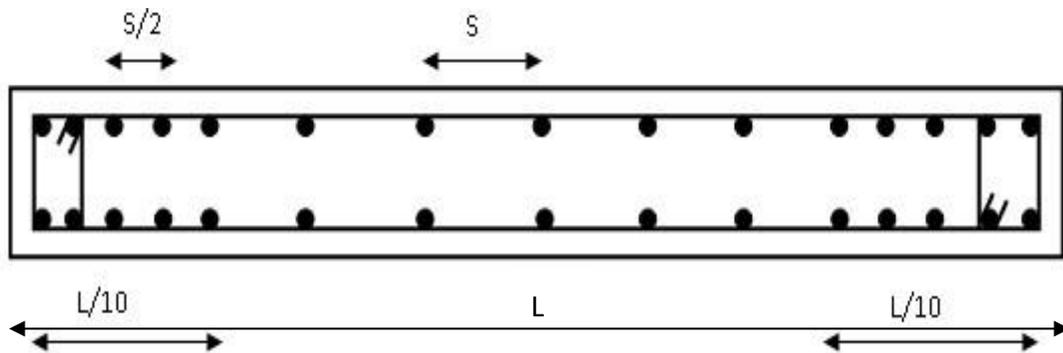


Figure V.9 Disposition des armatures verticales.

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \varphi$

3. Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

4. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante: $A_{vj} = 1,1 V / f_e$ Avec $V = 1,4Vu$.

5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{min} = 0.15\% e. h$ Dans la zone extrême de voile.
 - $A_{min} = 0.10\% e. h$ Dans la zone courante du voile
 - Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
 - L'espacement $S_t = \min(1.5 \times e; 30\text{cm})$ avec e : épaisseur du voile.
 - Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
 - Les longueurs de recouvrement 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.

V.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailles sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du **ETABS V16** avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{correspondant_{max}}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{correspondant_{max}}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{correspondant_{min}}$

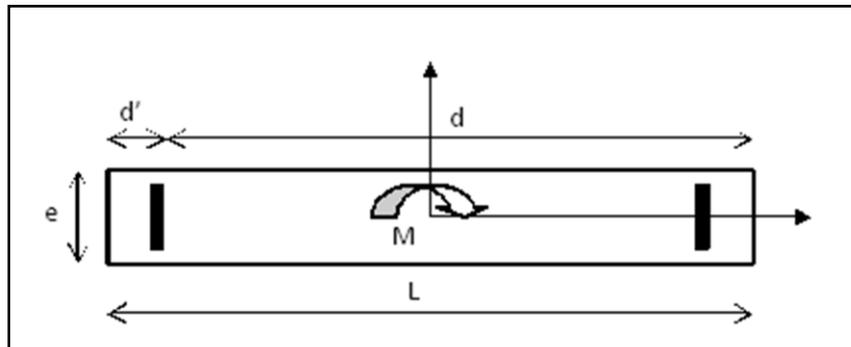


Figure V.10 Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section($e \times l$).

- A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{min} = 0,15\% \times e \times l$).
- $A_{v_t}^{min}$: Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_{v_t}^{min} = 0,2\% \times e \times L_t$).
- $A_{v_c}^{min}$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.
($A_{v_c}^{min} = 0,1\% \times e \times L_c$).
- $A_{v_c}^{calc}$: section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile. • : espacement.
- $A_h^{min} = 0,15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement.

Calcul des sollicitations :

- **Sens x-x :**

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.18. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1.5\text{ m}$.

Niveau	N _{max} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}		N _{min} et M _{corres}		V _u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
<i>S.S et RDC+1 étages</i>	-1049.8806	-649.9632	660.5241	-193.0024	0.9682	658.7172	227.924
<i>2.3ème étages</i>	-704.5226	-32.878	-175.8283	-560.7682	-103.5051	4.6796	-88.1431
<i>4.5ème étages</i>	-539.0081	-37.9391	-135.7969	-504.261	-86.782	64.365	-84.601
<i>6.7.ème étages</i>	-391.678	-101.2523	-101.2523	-391.678	17.8531	30.022	-74.5314
<i>8.ème étages</i>	-266.8935	-86.4557	-86.4557	-266.8935	15.1781	35.39	-78.6818
<i>9.ème étages</i>	-158.8798	-80.6435	-80.6435	-158.8798	14.8819	55.9506	-37.8386

- **Sens y-y :**

Tableau V.19. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}=2.45\text{ m}$.

Niveau	N _{max} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}		N _{min} et M _{corres}		V _u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
<i>S.S et RDC+1 étages</i>	-2082.8192	-878.7752	938.0411	95.2866	386.6341	924.1031	-282.6484
<i>2.3ème étages</i>	-1014.0345	-373.9784	398.5499	-465.8794	-250.9212	389.5738	-196.4858
<i>4.5ème étages</i>	-781.0515	22.9322	256.189	-426.5939	-183.0183	190.6763	-157.0056
<i>6.7.ème étages</i>	-568.2514	-132.0115	166.1888	-202.7168	-18.4375	110.9815	127.2711
<i>8.ème étages</i>	-348.6366	-76.4425	108.2548	-12.0172	31.9265	102.7702	90.0225
<i>9.ème étages</i>	-176.9566	-69.0904	-69.0904	-176.9566	30.3186	44.2218	-31.1163

-Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Sens x-x :

Tableau V.20. Ferrailage du voile $V_{x1}=1.5\text{ m}$

Niveau	S.S + RDC+1 étages	2.3 éme étages	4.5 éme étages	6.7 éme étages	8 éme étages	9 éme étages
Section (cm ²)	150×20	150×20	150×20	150×20	150×20	150×20
M(KN.m)	-649.9632	-32.878	-37.9391	-101.2523	-86.4557	-80.6435
N(KN)	-1049.8806	-704.5226	-539.0081	-391.678	-226.893	-158.879
V(KN)	227.924	-88.1431	-84.601	-74.5314	-78.6818	-37.8386
Type de section	SPC	SET	SPC	SPC	SPC	SPC
τ (MPa)	1.18	0.45	0.43	0.38	0.4	0.19
$\tau=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal_v} /face (cm ²)	0.122	9.62	0.089	0.064	0.039	0.019
A_{minv} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
$A_{v.adop}$ (cm ²)	10.78	10.78	7.92	7.92	7.92	7.92
N_{bre} /par face	7HA14	7HA14	7HA12	7HA12	7HA12	7HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{calh} (cm ²)	1.48	0	0	0	0	0
A_{minh} (cm ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm ²)	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
N_{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

- Sens y-y :

Tableau V.21. Ferrailage du voile $V_{y2}=2.45\text{m}$.

Niveau	S.S + RDC+1 étages	2.3 éme étages	4.5 éme étages	6.7 éme étages	8 éme étages	9 éme étages
Section (cm ²)	245×20	245×20	245×20	245×20	245×20	245×20
M(KN.m)	-878.7752	-373.9784	22.9322	-132.0115	-76.4425	-69.0904
N(KN)	-2082.8192	-1014.034	-781.0515	-568.2514	-348.636	-176.956
V(KN)	-282.6484	-196.4858	-157.0056	127.2711	90.0225	-31.1163
Type de section	SPC	SET	SET	SET	SET	SET
τ (MPa)	0.89	0.62	0.49	0.4	0.28	0.09
$\tau=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_{cal_v} /face (cm ²)	3.92	21.159	11.63	10.49	6.36	3.76
A_{minv} (cm ²)	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35	7.35

$A_{v.adop}$ (cm ²)	24.13	24.13	13.57	13.57	9.42	9.42
$N_{bre}/par\ face$	12HA16	12HA16	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_{calh} (cm ²)	0	0	0	0.505	0.36	0
A_{minh} (cm ²)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
A_h^{adop} (cm ²)	1.01	1.01	1,01	1,01	1.01	1.01
$N_{bre}/par\ Plan$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Exemples de schéma de ferrailage du voile $V_y 2$ (SS+RDC+1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étages) :

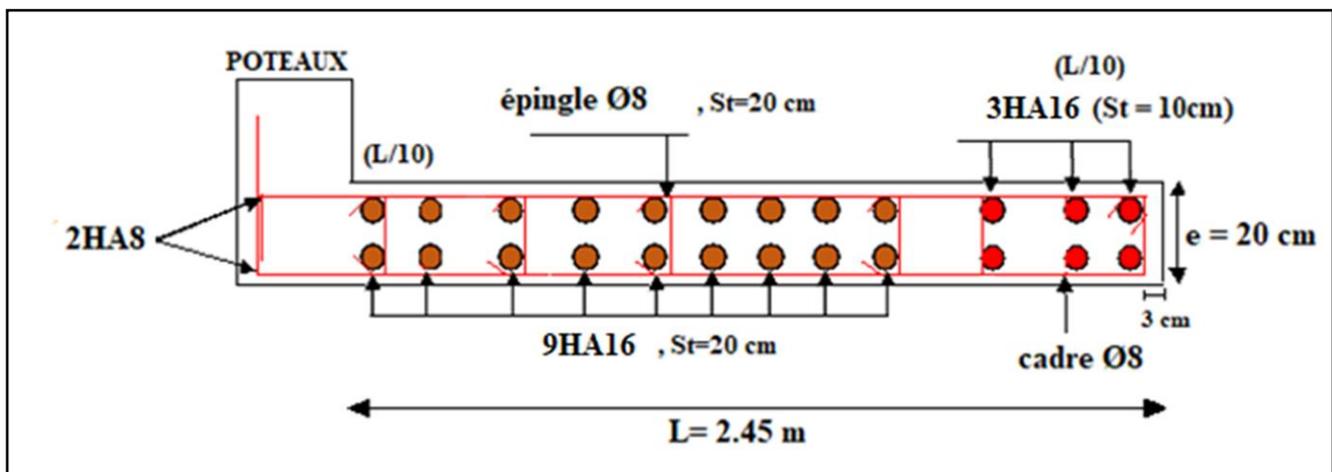
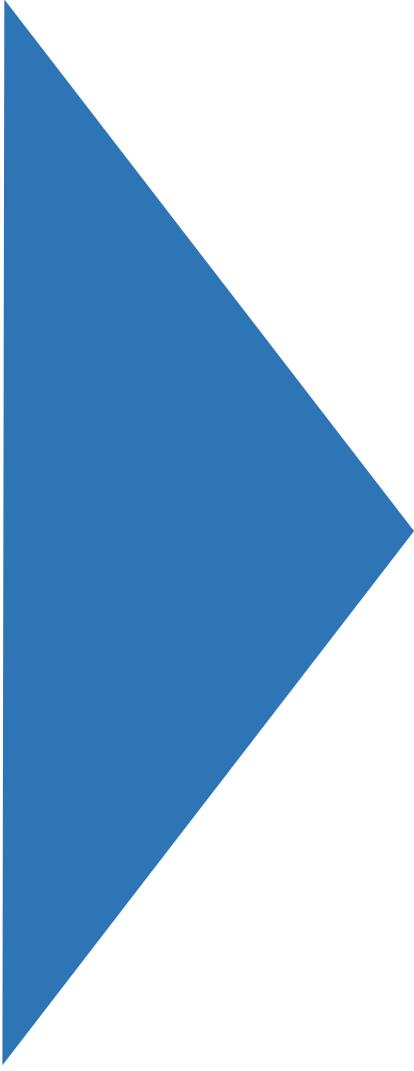


Figure V.11 Schéma de ferrailage du voile $V_y 2=2.45m$.

V. 5 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrillés (Flexion Composé). Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le CBA93 et BAEL91/99. Les poutres (Flexion Simple) ainsi Les voiles de contreventement (Flexion Composé) sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003, CBA93 et le BAEL91/99.

A large blue triangle is positioned on the left side of the page, pointing towards the right. It is a solid, medium-blue color.

CHAPITRE

VI

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous de niveaux 0.00 c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmittance des déferont charge venue de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol → fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Les déférents types de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les déférent types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont:

- ✓ $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- ✓ $6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits)
- ✓ $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieux)

VI.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol
- ✓ Les Charges transmises au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux
- ✓ La nature du sol.
- ✓ La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles .Ensuit pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.3. Capacité portante du sol d'assise

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire la contrainte de sol et de 2 bar.

Classification du site S3.

VI.2.4. Vérification vis-à-vis des fondations superficielles

VI.2.4.1. Semelles isolées

A) Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99/Version 2003**(Article10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

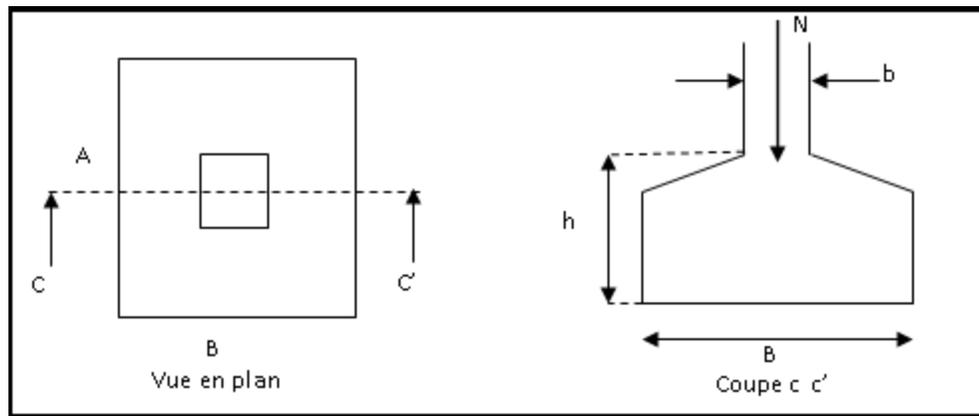


Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.

b) Vérification des semelles isolées:

La vérification à faire est :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$S = A \times B \geq N / \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec:

- N: l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison à l'ELU obtenu par le logiciel Etabs 2016.
- S: Surface d'appui de la semelle.
- $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

N= 1812.47 KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ETABS V16).

$$\text{Avec : } B^2 \geq b/a \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B=3.14\text{m}$$

L_{\min} (entre axe de poteaux) = 3 m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclure.

VI 2.4.2. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 8 poteaux (N1, N2, N3, N4, N5, N6, N7, N8).

Avec :

$$N = \sum N_i = 1562.7027 + 1812.4714 + 1779.2224 + 1327.7333 + 1103.8155 + 1794.2256 + 1754.121 + 1547.975$$

$$N = 12682.2669 \text{ KN}$$

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$ avec : $B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B=2.38\text{m} ; L=26.6\text{m}$

-En remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles filantes, selon l'analyse du site et la conclusion du rapport du sol il faut on doit utiliser un radier général.

VI .2.4.3. Radier général nervuré

1. Pré dimensionnement

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Le radier est considéré comme infiniment rigide, Donc on doit satisfaire les conditions suivantes:

➤ **condition de coffrage**

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

Nervure: $h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$; $L_{max} = 5.05m \Rightarrow h_t \geq 50.5cm$

Dalle : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_r \geq 25.25cm$

➤ **Condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$, $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$

l_e : Longueur élastique; E : Module de Young ; I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

Dans notre cas on à un sol moyen donc : $K = 4 Kg/cm^3 = 4.10^4 KN/m^3$

$E = 3.21 \times 10^7 KN / m^2$.

b : Largeur de l'élément considéré par ml.

$h_t \geq \sqrt{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_t \geq 0.735m \Rightarrow h_t = 75cm$.

✓ Surface du radier

$N_s = 43595.3455KN$: La charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de logiciel ETABS 2016.

$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{43595.3455}{200} \Rightarrow S_{rad} = 217.98m^2$.

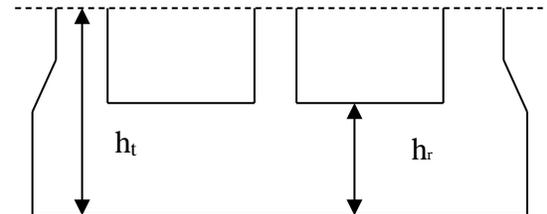


Figure VI.2. Dimension du radier.

On à la surface du bâtiment est $S_{bat} = 405.65m^2$

$$S_{rad} = 217.98 m^2 \leq S_{bat} = 496.64m^2.$$

Donc le radier est sans débord.

On opte pour $S_{radier} = S_{bâtiment}$.

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28}$$

$$V_d = \frac{Nd \times L_{max} \times 1m}{2 \times S_{radier}} \Rightarrow V_d = (43595.3455 \times 5.05 \times 1) / (2 \times 405.65) = 271.36 \text{ KN}$$

$$d \geq V_d \times b / 1.25 = 271.36 \times 10^3 \times 1 / 1.25 = 0.217 \text{ m} = 21.7 \text{ cm}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

-ht = 75 cm pour les nervures du radier

-hr = 30 cm pour la dalle du radier

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 405.65 m^2$.

2. Les vérifications:

➤ **Vérification au poinçonnement**

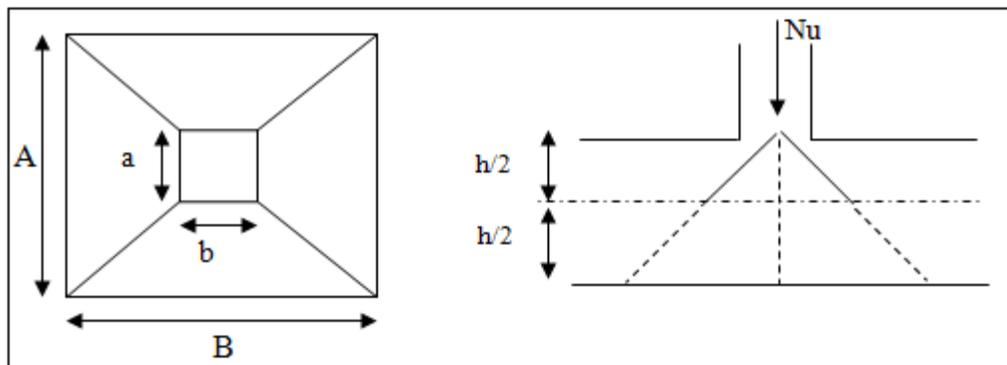


Figure VI.3. Zone de contact poteau- radier.

Il faut vérifier que: $Nd \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$. BAEL 99 (article A.5.2, 41)

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Nd : L'effort normal du poteau le plus sollicité.

h_t : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2 \times h_t) \quad \text{Avec: } A = a + h_t = 0.6 + 0.75 = 1.35 \text{ m}$$

$$A = b + h_t = 0.55 + 0.75 = 1.30 \text{ m}$$

$$\mu_c = 5.3m$$

$$N_d = 1.81247 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.3 \times 0.75 \times 25 / 1.15 = 3.88 \text{ MN}$$

$$1.81247 \text{ MN} < 3.88 \text{ MN} \quad \dots \text{ Vérifiée}$$

Pas d'armatures d'effort tranchant.

➤ **Vérification des contraintes dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y; M_x : Moment sismique à la base tiré du logiciel **ETABS V16**.

• **Dans le sens x-x**

$$N = 43.59534 \text{ MN} \quad M_x = 36.773 \text{ MN.m}$$

$$I_{xg} = 78616.281 \text{ m}^4 \quad Y_G = 7.625 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{43.59534}{405.65} + \frac{36.773}{78616.281} \times 7.625 \Rightarrow \sigma_{max} = 0.11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{43.59534}{405.65} - \frac{36.773}{78616.281} \times 7.625 \Rightarrow \sigma_{min} = 0.103 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.109 \text{ Mpa} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa} \dots \text{condition verifier}$$

• **Dans le sens y-y**

$$N = 43.59534 \text{ MN} \quad M_y = 60.1834 \text{ MN.m}$$

$$I_{yg} = 23919.24 \text{ m}^4 \quad X_G = 13.3 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{43.59534}{405.65} + \frac{60.1834}{23919.24} \times 13.3 \Rightarrow \sigma_{max} = 0.141 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{43.59534}{405.65} - \frac{60.1834}{23919.24} \times 13.3 \Rightarrow \sigma_{min} = 0.074 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.124 \text{ Mpa} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa} \dots \text{condition verifier}$$

Donc les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ RPA99 (article 10.1.5).

• Suivant X-X : $e = \frac{36.773}{43.59534} = 0.843 \leq \frac{26.6}{4} = 6.65 \dots \text{condition vérifier.}$

- Suivant Y-Y: $e = \frac{60.1834}{43.59534} = 1.38 \leq \frac{15.25}{4} = 3.81$condition vérifier.

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$; Avec :

$N = 43595.3455$ KN (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 6$ m, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$ (coefficient de sécurité) .

$S_{rad} = 405.65$ m² (surface du radier). $\gamma_w = 10$ KN/m³ (poids volumique d'eau)

On trouve :

- $N = 43595.3455$ KN $\geq 1.15 \times 6 \times 405.65 \times 10 = 27989.85$ KN..... vérifiée.

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussé hydrostatique de l'eau.

VI.3. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, Et sollicité à la flexion simple. Le calcul se fera Pour le panneau de dalle le plus sollicité et On adoptera le même ferrailage pour les autres.

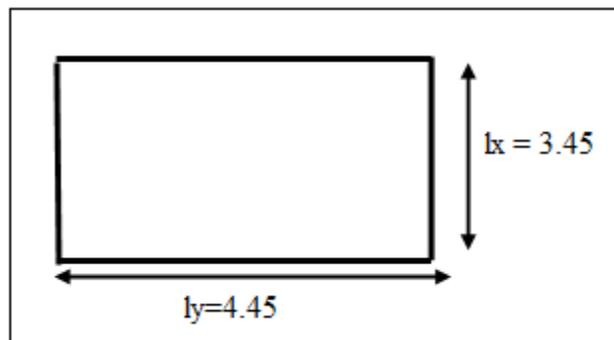


Figure VI.4. Dalle sur quatre appuis

$L_x = 3.45$ m et $L_y = 4.45$ m.

Soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN/m}^3$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 G_0 = \frac{59806.8643}{405.65} + 1.35 \times 7.5 \Rightarrow q_u = 157.56 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 = \frac{43595.3455}{405.65} + 7.5 \Rightarrow q_s = 114.97 \text{ KN/m}^2.$$

Avec N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et G_0 le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.45}{4.45} = 0.775 > 0.4 \text{ la dalle travaille selon les deux sens.}$$

À l'ELU:

$$\rho = 0.77 \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = 111.77 \text{KN.m.} \\ M_y^0 = 60.8 \text{KN.m.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_x^0 = 95 \text{kn.m.} \\ M_t^y = 0.85 M_y^0 = 51.68 \text{Kn.m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 M_x^0 = -55.885 \text{kn.m.} \\ M_a^y = -0.5 M_y^0 = -30.4 \text{Kn.m.} \end{cases}$$

À l'ELS:

$$\rho = 0.77 \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = 90.453 \text{KN.m.} \\ M_y^0 = 60.694 \text{KN.m.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_x^0 = 76.885 \text{kn.m.} \\ M_t^y = 0.85 M_y^0 = 51.59 \text{Kn.m.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 M_x^0 = -45.226 \text{kn.m.} \\ M_a^y = -0.5 M_y^0 = -30.347 \text{Kn.m.} \end{cases}$$

➤ **Ferrailage de la dalle**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.30) \text{ m}^2$.

➤ **Calcul de A_{\min}**

$$b = 100 \text{m} ; \rho = \quad ; \rho_0 = 0.0008.$$

$$\begin{cases} e > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 2.67 \text{cm}^2. \\ A_{\min}^y = 2.4 \text{cm}^2. \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens : $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Ferrailage du radier.

Position	Sens	M_u KN.m	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	A_{choisit} (cm^2/ml)	S_t (cm)
En travée	Selon x	95	10.63	2.67	7HA14=10.78	14
	Selon y	51.68	5.64	2.4	5HA12=5.65	20
En appuis	Selon x	55.68	6.12	2.67	6HA12=6.79	16
	Selon y	30.4	3.28	2.4	5HA10=3.93	20

L'ELS : Vérification des contraintes du béton : Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (Mpa)	σ' _{bc} (Mpa)	σ _{st} (Mpa)	σ' _{st} (Mpa)	Observation
En travée	X-X	76.885	8.97	15	389.3	201.63	Non vérifiée
	Y-Y	51.59	8.02	15	518.74	201.63	Non vérifiée
En appuis	X-X	45.226	6.33	15	360.17	201.63	Non vérifiée
	Y-Y	30.347	4.71	15	305.14	201.63	Non vérifiée

En recalculé à L'ELS : Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	AELU (cm ² /ml)	ASER (cm ² /ml)	Achoisit (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	76.885	10.78	15.44	8HA16= 16.08	12
	Selon y	51.59	5.65	10.11	7HA14= 10.78	14
En appui	Selon x	45.226	6.79	8.93	8HA12= 9.04	12
	Selon y	30.347	3.93	5.94	6HA12= 6.79	16

- Schéma de ferrailage

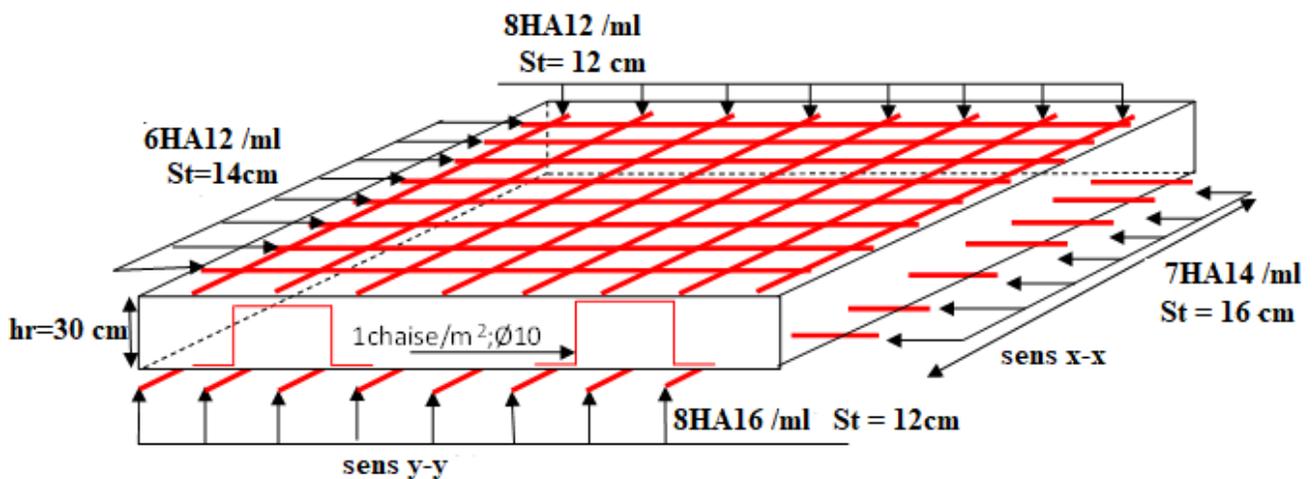


Figure VI.5. Schéma de ferrailage de radier

VI. 4. Ferrailage des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ Les sollicitations sur les nervures :

- Charge triangulaire

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

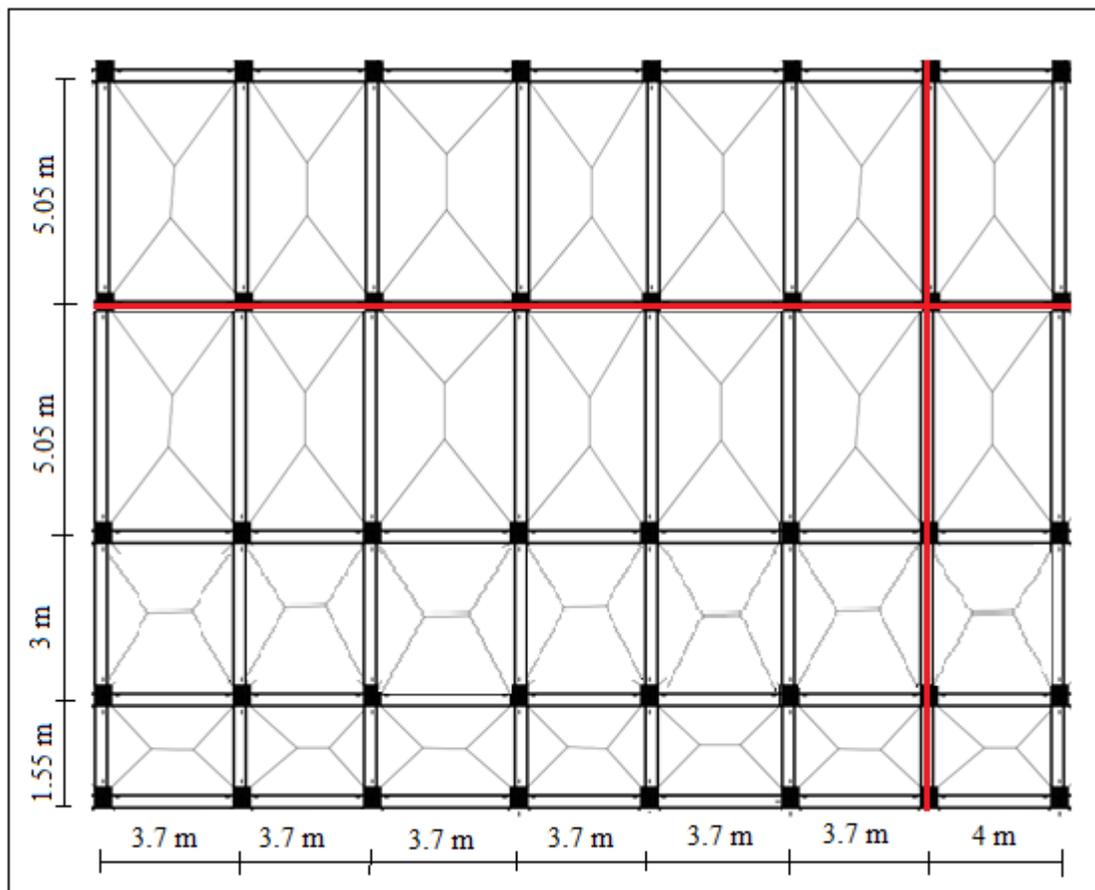


Figure. VI.6. Schéma de rupture des dalles de radier.

➤ Calcul des sollicitations

Le calcul des nervures se fait de la même manier que les poutrelles (ferraillé en flexion simple).

• Moments aux appuis

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec: Les longueurs fictives: $l' = 1 \dots \dots \dots$ travée de rive

$$l' = 0.8 \times l \dots \dots \dots \text{travée intermédiaire}$$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$

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

• Moments en travée

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

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

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

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement avec leur signe.

Pour le calcul on prend la nervure le plus sollicitée.

• Sens X-X :

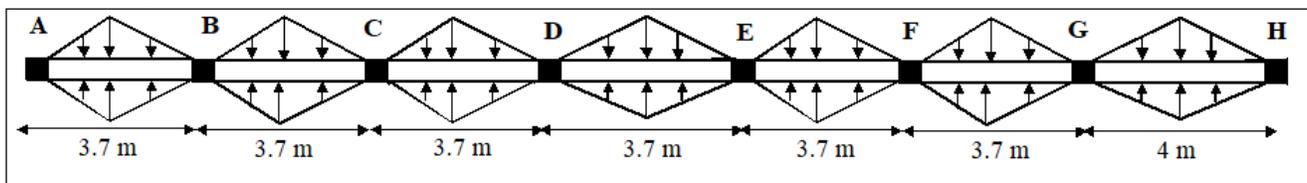


Figure. VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

Travée	Pu (KN/m)	M _{au} (KN.m)		X ₀ (m)	M _{tu} (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	342.669	0	-463.95	1.484	377.502
B-C	342.669	-463.95	-353.215	1.937	179.286
C-D	342.669	-353.215	-353.215	1.85	233.177

D-E	342.669	-353.215	-353.215	1.85	233.177
E-F	342.669	-353.215	-353.215	1.85	233.177
F-G	342.669	-353.215	-550.975	1.694	138.466
G-H	370.45	-550.975	0	2.372	491.021

Moments défavorable A L'ELS :

Tableau VI.5. Sollicitations à l'ELS.

Travée	Ps (KN/m)	M _{ts} (KN.m)	/	Mas(KN/M)	Vu (KN)
			A	0	508.642
A-B	249.528	247.893	B	-337.585	-759.234
B-C	249.528	130.554	C	-257.208	633.938
C-D	249.528	169.797	D	-257.208	-633.938
D-E	249.528	169.797	E	-257.208	633.938
E-F	249.528	169.797	F	-257.208	-633.938
F-G	249.528	100.828	G	-401.217	878.644
G-H	269.76	357.559	H	0	-603.156

• Sens Y-Y :

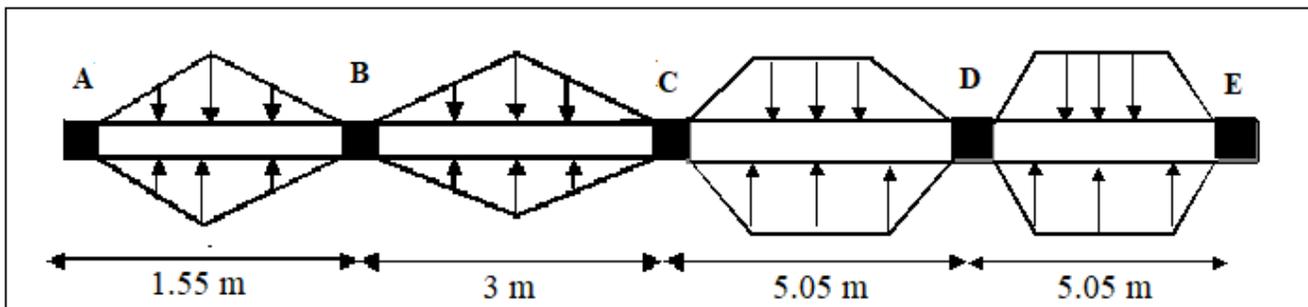


Figure. VI.8. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Travée	P _u (KN/m)	M _{au} (KN.m)		X ₀ (m)	M _{tu} (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	431.346	0	-1087.09	2.026	885.217
B-C	431.346	-1087.09	-589.761	2.753	547.863
C-D	277.84	-589.761	-130.318	2.051	5.261
D-E	143.55	-130.318	0	1.361	2.572

Moments défavorable A L'ELS

Tableau VI.7. Sollicitations à l'ELS

Travée	Ps (KN/m)	Mts (KN.m)	/	Mas(KN/M)	Vu (KN)
			A	0	873.882
A-B	314.1018	644.606	B	-791.614	-1304.416
B-C	314.1018	398.948	C	-429.458	990.666
C-D	202.32	3.831	D	-94.896	-263.612
D-E	104.532	1.873	E	0	27.175

• Ferrailage

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$$b_1 \leq 2 \times \min\left(\frac{l_x}{10}; \frac{l_y}{2}\right) + b_0$$

Sens x : $\Rightarrow b_1 \leq 2 \times \min\left(\frac{400}{10}; \frac{505}{2}\right) + b_0 = 145 \text{ cm}$

Sens y : $\Rightarrow b_1 \leq 2 \times \min\left(\frac{400}{10}; \frac{505}{2}\right) + b_0 = 145 \text{ cm}$

$h=75\text{cm} ; h_0=30\text{cm} ; b_0=65\text{cm} ; b_{x,y}=1.45\text{m} ; b_1=40 \text{ cm}$

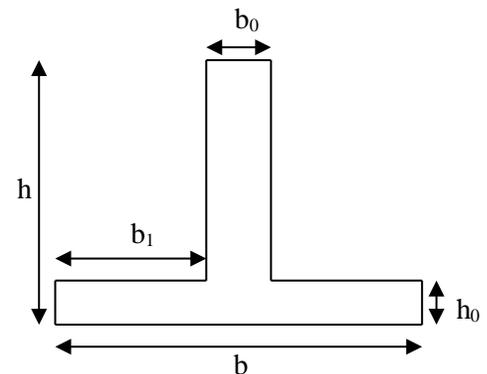


Figure. VI.9. Section à ferrailer.

Remarque : Le ferrailage des nervures en appui est comme une section rectangulaire (b×h).

Mais la section à prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.8. Résumé des résultats du ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	Mu(KN.m)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	Aadop(cm ²)	Choix
X-X	Travée	491.021	46.78	4.7	49.09	5HA25+5HA25
	Appui	550.975	48.68		49.09	5HA25+5HA25
Y-Y	Travée	885.217	59.54	4.7	64.8	10HA25+5HA20
	Appui	1087.09	66.35		68.33	12HA25+3HA20

➤ Les Vérifications

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$V_{max x} = 878.644 \text{ KN}$; $V_{max y} = 1304.416 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \text{sens x} = 0.841 \text{ MPA}$; $\text{sens y} = 1.249 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$

- **Armatures transversales**

$\Phi_t \leq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$

$\Phi_t \leq \min (65 \text{ mm} ; 21.42 \text{ mm} ; 20 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$; On adopte a un étrier $\Phi 10$.

- **Espacement des aciers transversaux**

Soit : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4T10$

1) $S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(67.5; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$.

2) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 65} = 48.30 \text{ cm}$.

3) $S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{65 \times (1.249 - 0.3 \times 2.1)} = 24.97 \text{ cm}$.

Soit: $S_t = 15\text{cm}$.

- **Armatures de Peau :**

D'après le CBA(Article A.7.3), on doit mettre des armateurs de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 75\text{cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 1.1 = 2.25\text{cm}^2$. On adopte 3HA12 = $3.39\text{cm}^2/\text{face}$

- **Vérification des contraintes**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	$M_{ser}(\text{KNm})$	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
X-X	Travée	357.559	4.06	15	154.57	201,63	vérifiée
	Appui	401.217	4.82	15	193.63	201,63	vérifiée
Y-Y	Travée	644.606	7.32	15	278.66	201,63	Non Vérifiée
	Appui	791.614	9.52	15	381.73	201,63	Non Vérifiée

Remarque:

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de d'acier.

Recalculé à L'ELS : Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _{ELU} (cm ² /ml)	A _{SERadopté} (cm ² /ml)	A _{choisit} (cm ² /ml)
Y-Y	Travée	644.606	64.8	80.42	5HA32+5HA32
	Appui	791.614	68.33	80.42	5HA32+5HA32

➤ Schémas de ferrailage des nervures

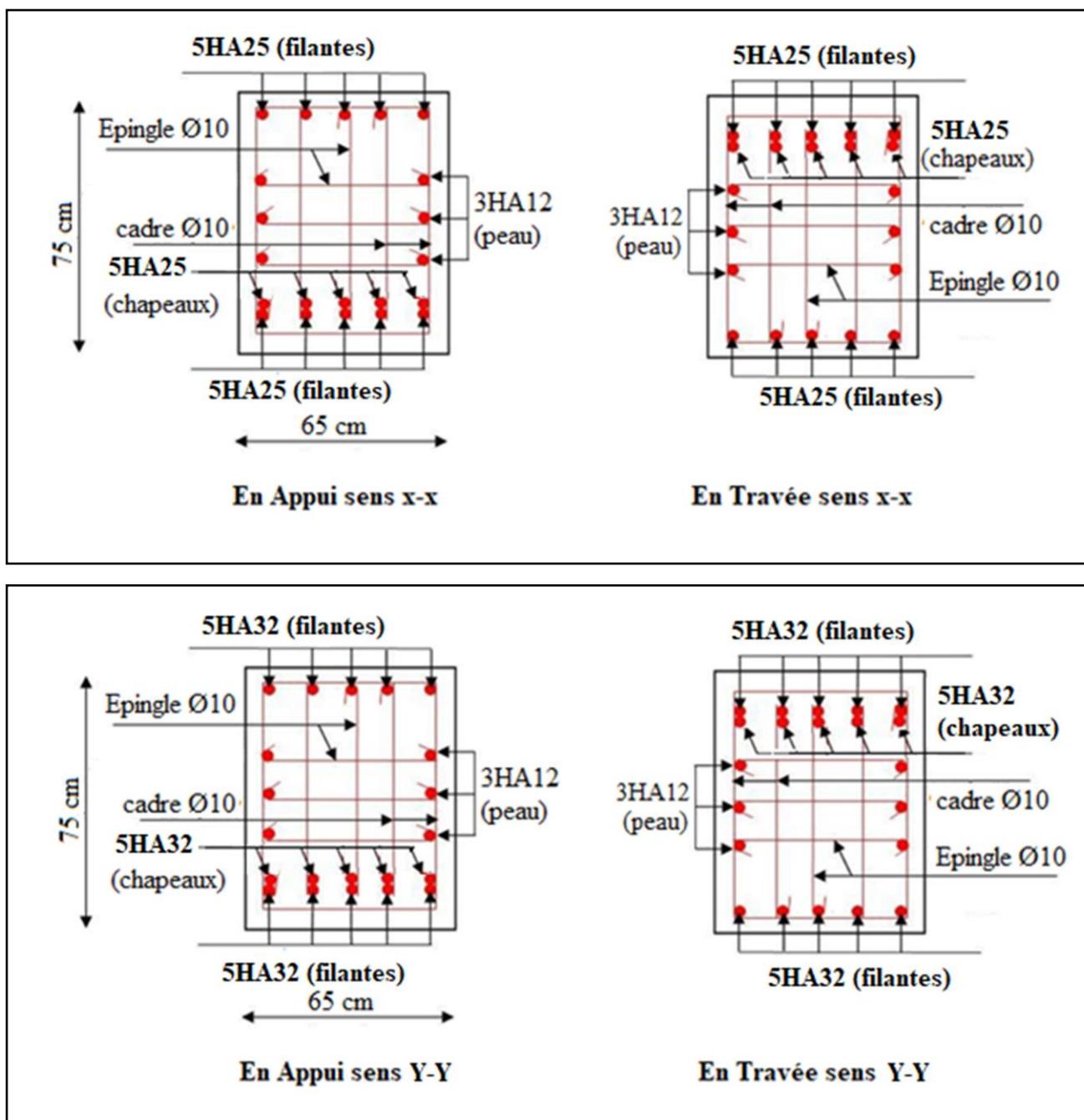


Figure. VI.10. Schéma de ferrailage des nervures.

VI.5. Voiles périphériques

Introduction

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Nous avons dans notre cas un vide sanitaire de 1.53m et un ancrage de 2m d'où notre structure se comporte de 8 niveaux, donc en prévois un voile périphérique pour éviter le problème des poteaux court ainsi maintenir les terres autour, notre voile joue un rôle d'une boîte rigide qui assure la stabilité au niveau des fondations. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 20 cm. - Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.

- **Caractéristiques des voiles :**

Hauteur : $h=3.23\text{m}$

Epaisseur : $e=20\text{cm}$

- **Caractéristiques du sol**

Poids spécifique : $\gamma = 21.9\text{KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 10.02^\circ$

Cohésion : $C=0.92\text{ bars}$.

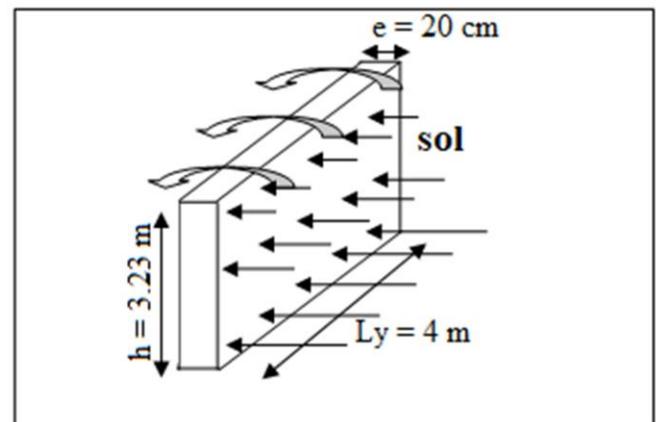


Figure VI.11. Schéma du mur périphérique

- **Méthode de calcul**

Le voile périphérique est comme un ensemble De panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une Surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2 .

- **Sollicitations**

- a) **Poussée des terres**

$$G = (h \times \gamma \times \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)) - 2 \times c \times \text{tg}(\pi/4 - \varphi/2)$$

$$G = (3.23 \times 21.9 \times \text{tg}^2(180/4 - 10.02/2)) - 2 \times 0.92 \times \text{tg}(180/4 - 10.02/2) \Rightarrow G = 48.236\text{KN/ml}$$

- b) **Charge due à la surcharge**

$$Q = q \times \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2(180/4 - 10.02/2) \quad \text{avec } q = 10\text{ KN/m}^2$$

$$Q = 7.03\text{ KN/ml}$$

- **Ferraillage**

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Calcul à l'ELU:

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 77.75 \text{ KN/m}$$

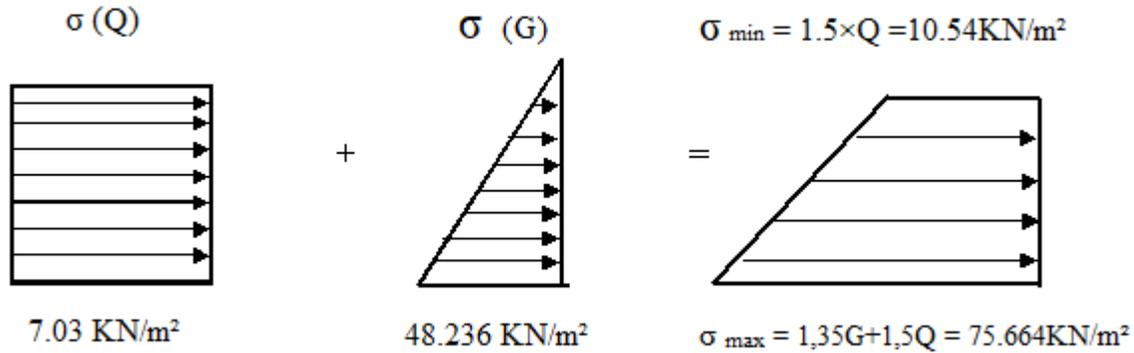


Figure VI.12. Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 3.23\text{m} ; \quad L_y = 4\text{m} ; \quad e = 20\text{cm} ; \quad b = 1\text{m}.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 75.664 + 10.54}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 59.38 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 59.38 \times 1 = 59.38 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = 0,81 > 0,4 \text{ la dalle travail selon les deux sens.}$$

$$\rho = 0.81 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0550 \\ \mu_y = 0.6135 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

• Moment en travée

$$\begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = 34.07 \text{ KN.m.} \\ M_y^0 = 20.90 \text{ KN.m.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_x^0 = 28.95 \text{ KN.m.} \\ M_t^y = 0.85 M_y^0 = 17.765 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

• Moment en appui

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x^0 = -17.035 \text{ KN.m.}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Choix
Travée	X-X	28.95	5.03	2.05	10.05	5HA16
	Y-Y	17.765	3.05	2.05	5.65	5HA12
Appui		17.035	2.92	2.05	5.65	5HA12

• **Espacement des armatures :**

Nous avons (F.N) donc :

Armatures // L_x : $St \leq \min(2e, 25cm) = 20cm$; Soit : $St_x = 20cm$.

Armatures // L_y : $St \leq \min(2e, 25cm) = 25cm$; Soit : $St_y = 20cm$

• **Vérifications A L'ELU :**

Condition de non fragilité :

$$\bullet \begin{cases} \rho = 0.81 > 0.4 \\ e > 12 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 1.572 \text{ cm}^2. \\ A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

$$\rho_0 = 0.0008.$$

$$A_t > A_{min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{min} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = 67.288 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_y = 83.329 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{67.288 \times 10^{-3}}{b \times d} = 0.396 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{83.329 \times 10^{-3}}{b \times d} = 0.49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$\sigma_{min} = Q \Rightarrow \sigma_{min} = 10.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q \Rightarrow \sigma_{max} = 48.238 + 7.03 \Rightarrow \sigma_{max} = 55.268 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = \frac{3 \times 55.268 + 10.54}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = q_s = 44.086 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.81 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0617 \\ \mu_y = 0.7246 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$\begin{cases} M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_x^0 = 24.123 \text{ KN.m.} \\ M_t^y = 0.85 M_y^0 = 17.476 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x^0 = -14.19 \text{ KN.m.}$$

Vérification des contraintes

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.

	Sens	$M_{ser}(KN.m)$	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	X-X	24.123	5.50	15	159.47	201.63
	Y-Y	17.476	4.91	15	199.72	201.63
Appui		14.19	3.99	15	162.3	201.63

VI.5.1 Schéma statique d'un voile périphérique

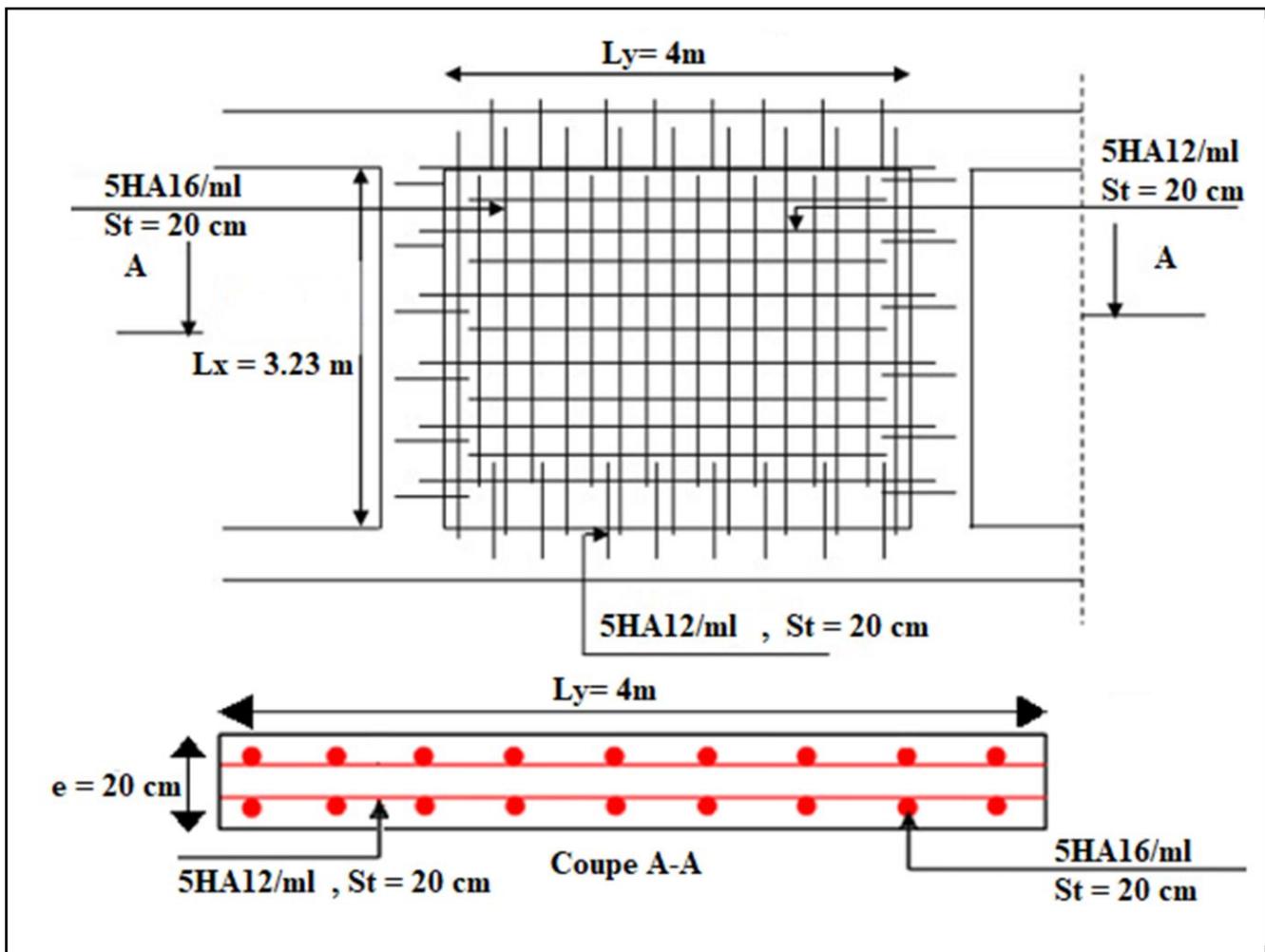


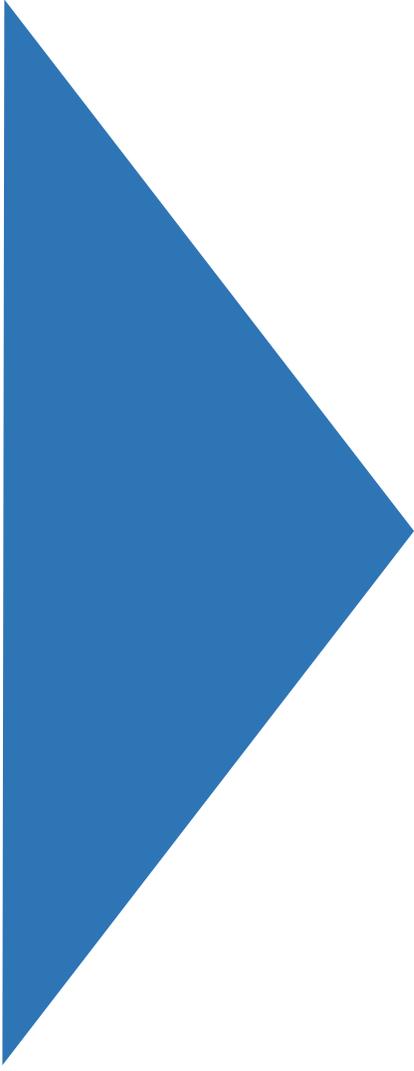
Figure.VI.13. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

VI.6. Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raison dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

- Epaisseur du radier : 30cm
- Sections des nervures ; $(b \times h) = (65 \times 75) \text{ cm}^2$.
- Voile périphérique $e=20\text{cm}$. ($L_x=3.23 \text{ m}$, $L_y= 4 \text{ m}$).



Conclusion

Générale

Conclusion générale

L'étude de cette structure 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. D'une autre part, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- ❖ Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- ❖ Avant de commencer les calculs il faudra d'abord pré-dimensionner toutes les sections de la structure, à noter que ces dernières ne sont pas définitives.
- ❖ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure (éléments secondaires ou structuraux), ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ❖ La forme irrégulière et l'aspect architectural du bâtiment sont des facteurs négatifs qui ont augmenté la complexité du comportement de la structure.
- ❖ Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont été testés, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- ❖ Le choix de type de fondation dépend essentiellement de la capacité portante du sol et la forme de la structure. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Nous sommes conscients qu'il nous reste beaucoup à apprendre et maîtriser, surtout du côté de la pratique dans nos futures postes de travail, cependant, l'expérience et la recherche de la solution optimale nous fera toujours aboutir.

Bibliographie

- ✓ Règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.
- ✓ Règles de calcul de béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.91).
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(C.B.A.93).
- ✓ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✓ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ✓ Cours dynamique des structures (Université de Bejaia).
- ✓ Cours béton armé (université de Bejaia).
- ✓ Mémoire de fin de cycle master des années précédente.

Programmes utilisés

- ✓ Logiciel ETABS V16.
- ✓ Auto CAD 2016.
- ✓ SOCOTEC.

Annexes

ANNEXE I

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

ANNEXE II

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 $L_x < L_y$. $\rho = 0.9$.

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/ly											
Valeur de M ₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M ₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

ANNEXE III

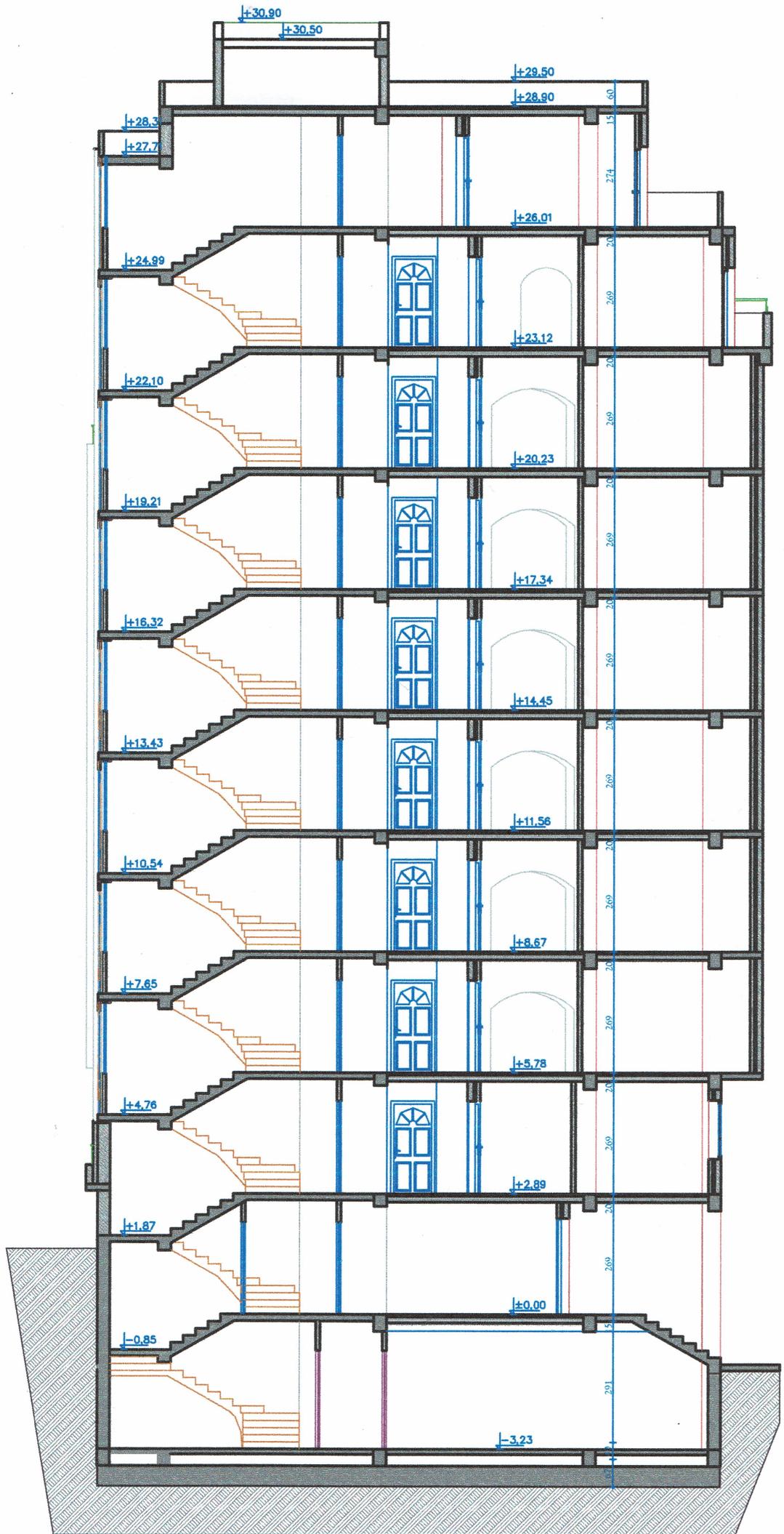
Tableau des Armatures

(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

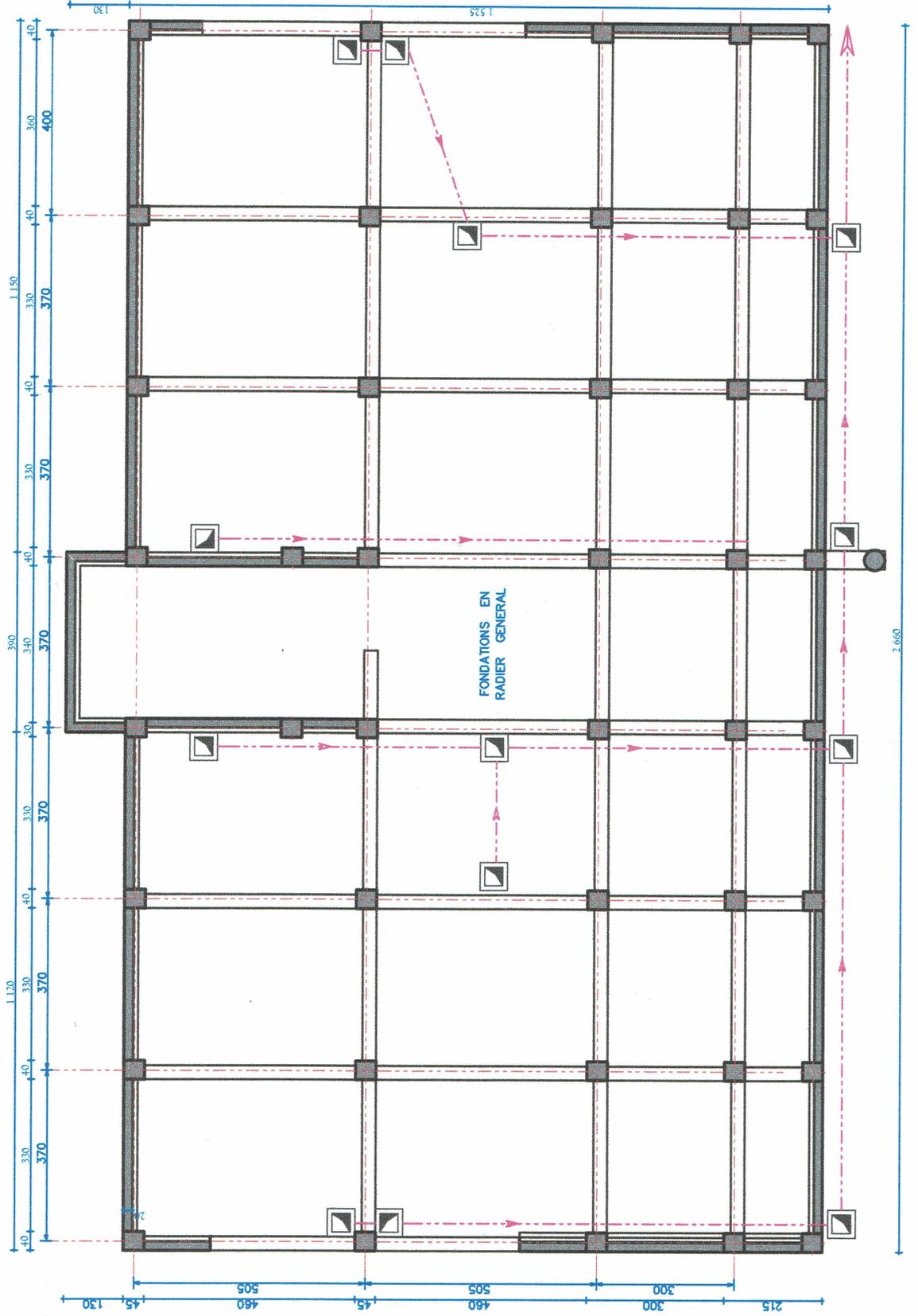
Les Plans

BLOC (B3)



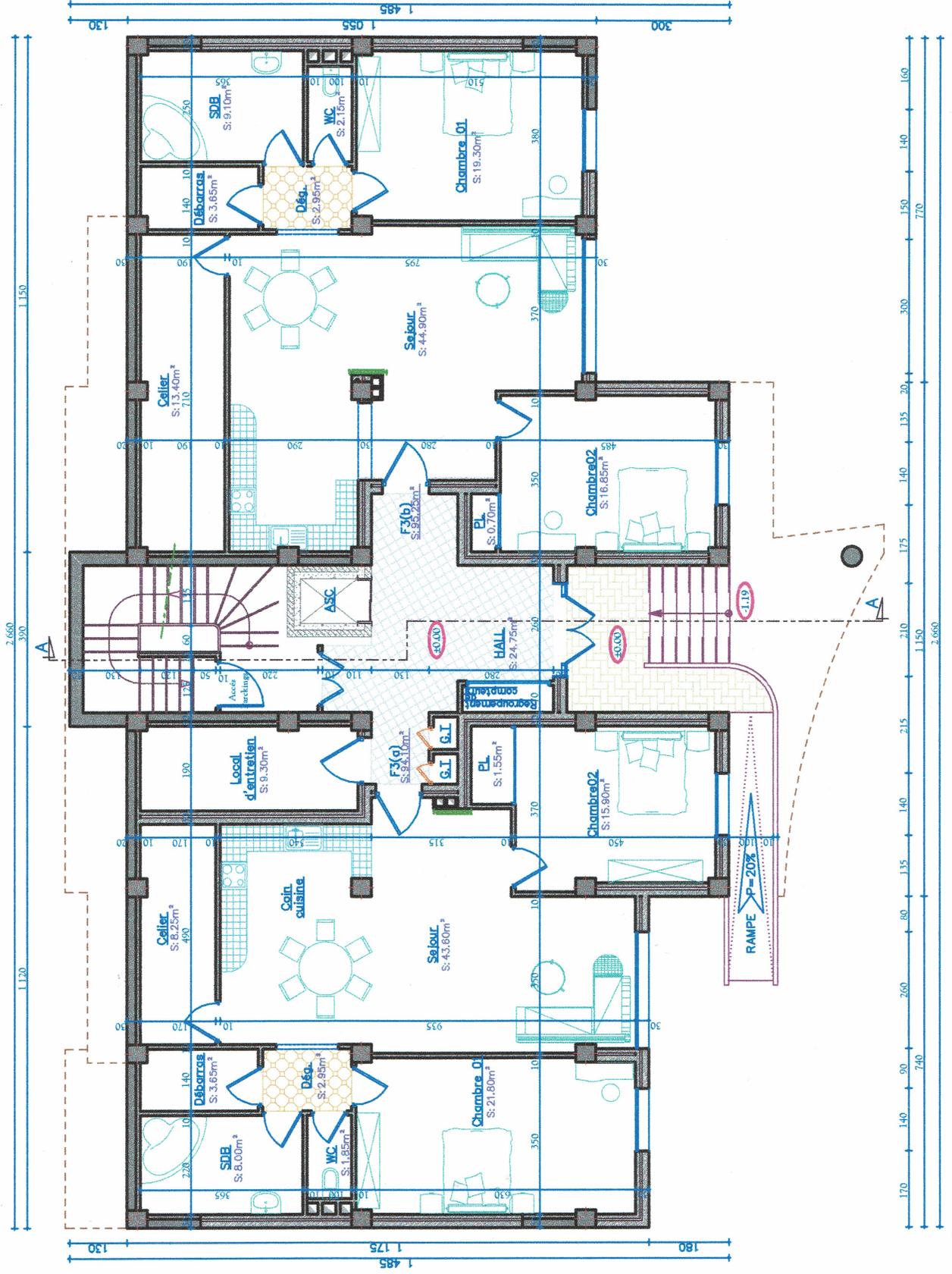
PLAN DE FONDATIONS

ECHELLE : 1/100



PLAN DU RDC

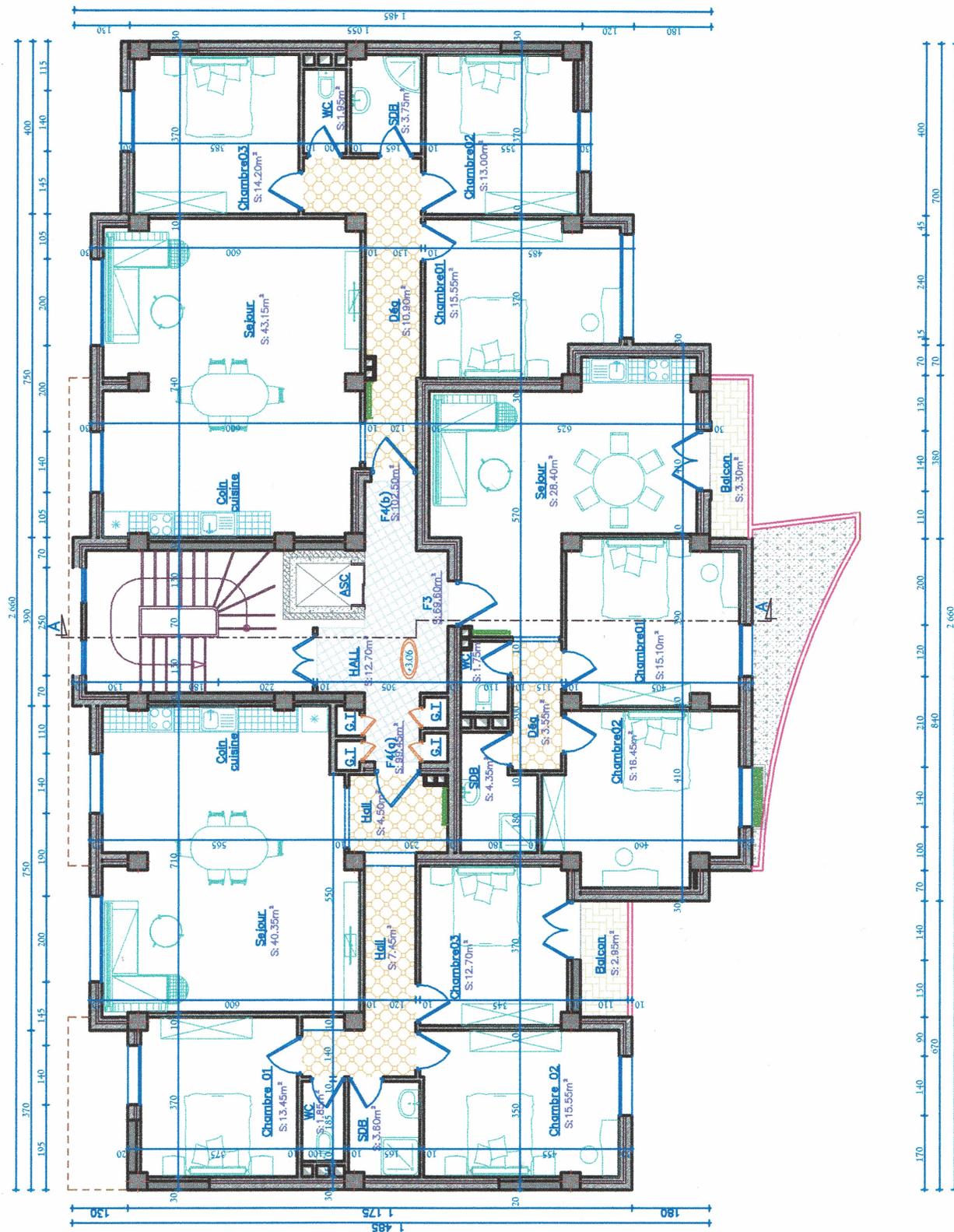
ECHELLE : 1/100



PLAN DE D'ETAGE 01

ECHELLE : 1/100

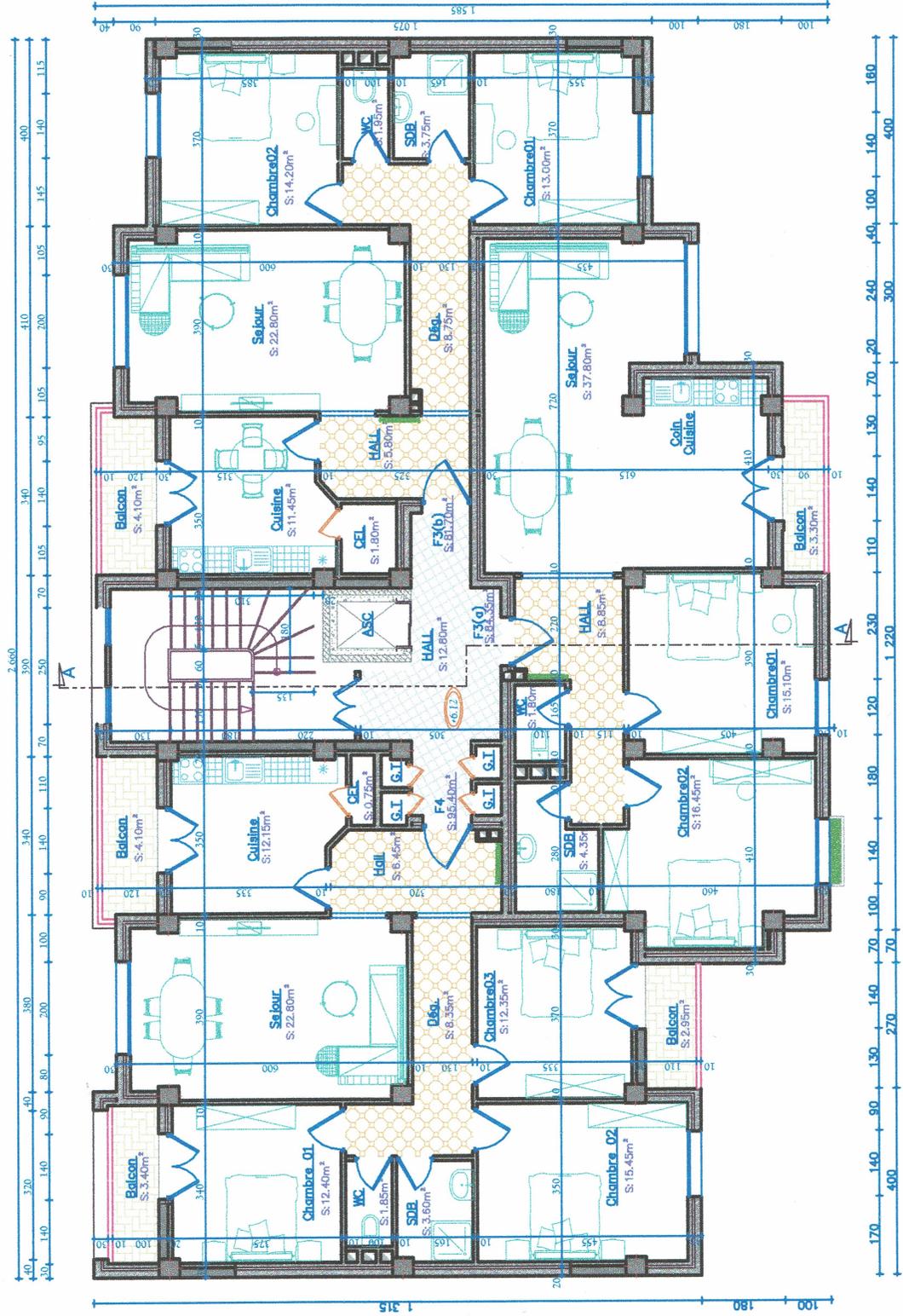
BLOC (B3)



PLAN DE D'ETAGE 02

ECHELLE : 1/100

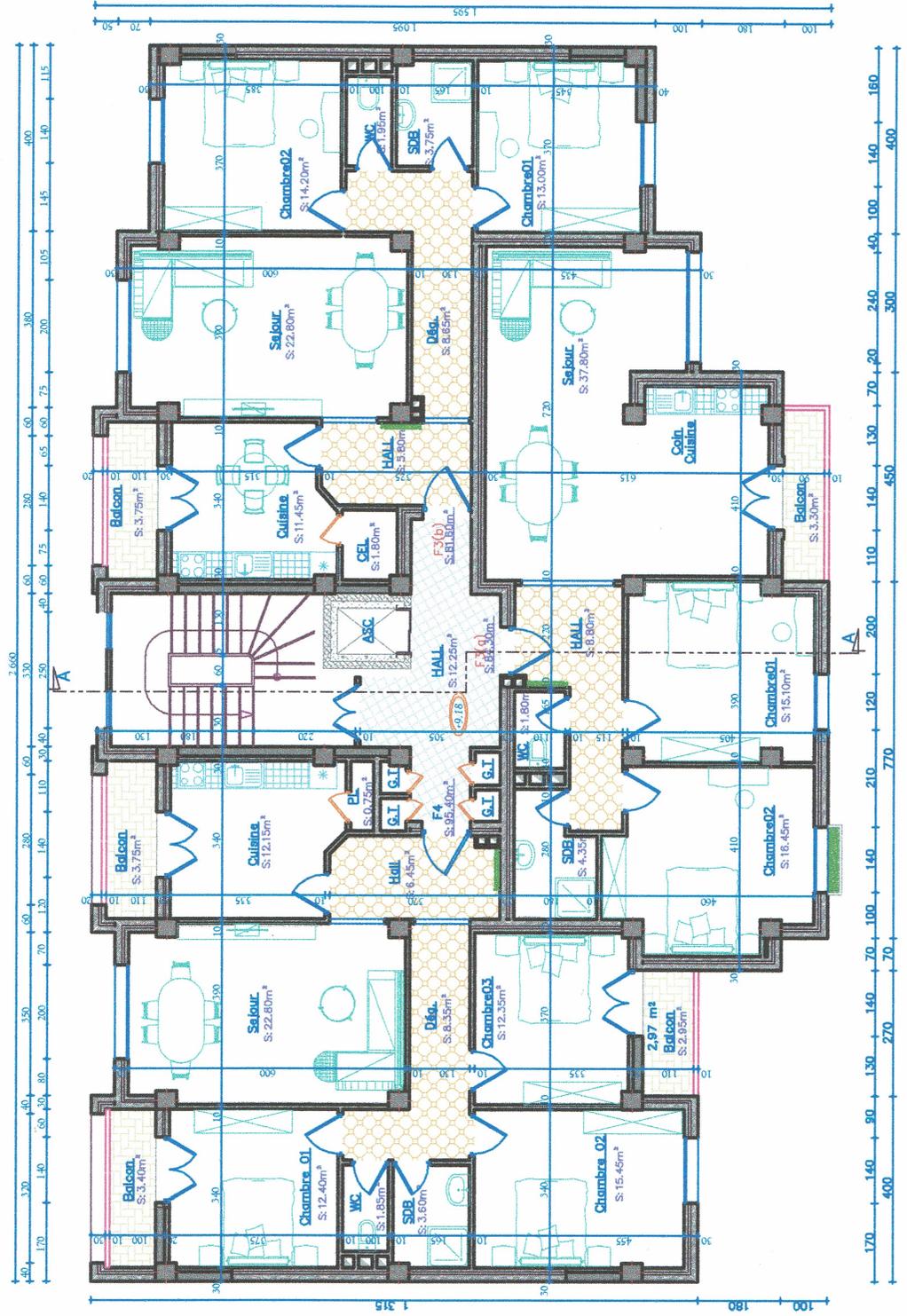
BLOC (B3)



PLAN DE D'ETAGE COURANT
LEME
(DU 3^e AU 6^e ETAGE)

ECHELLE : 1/100

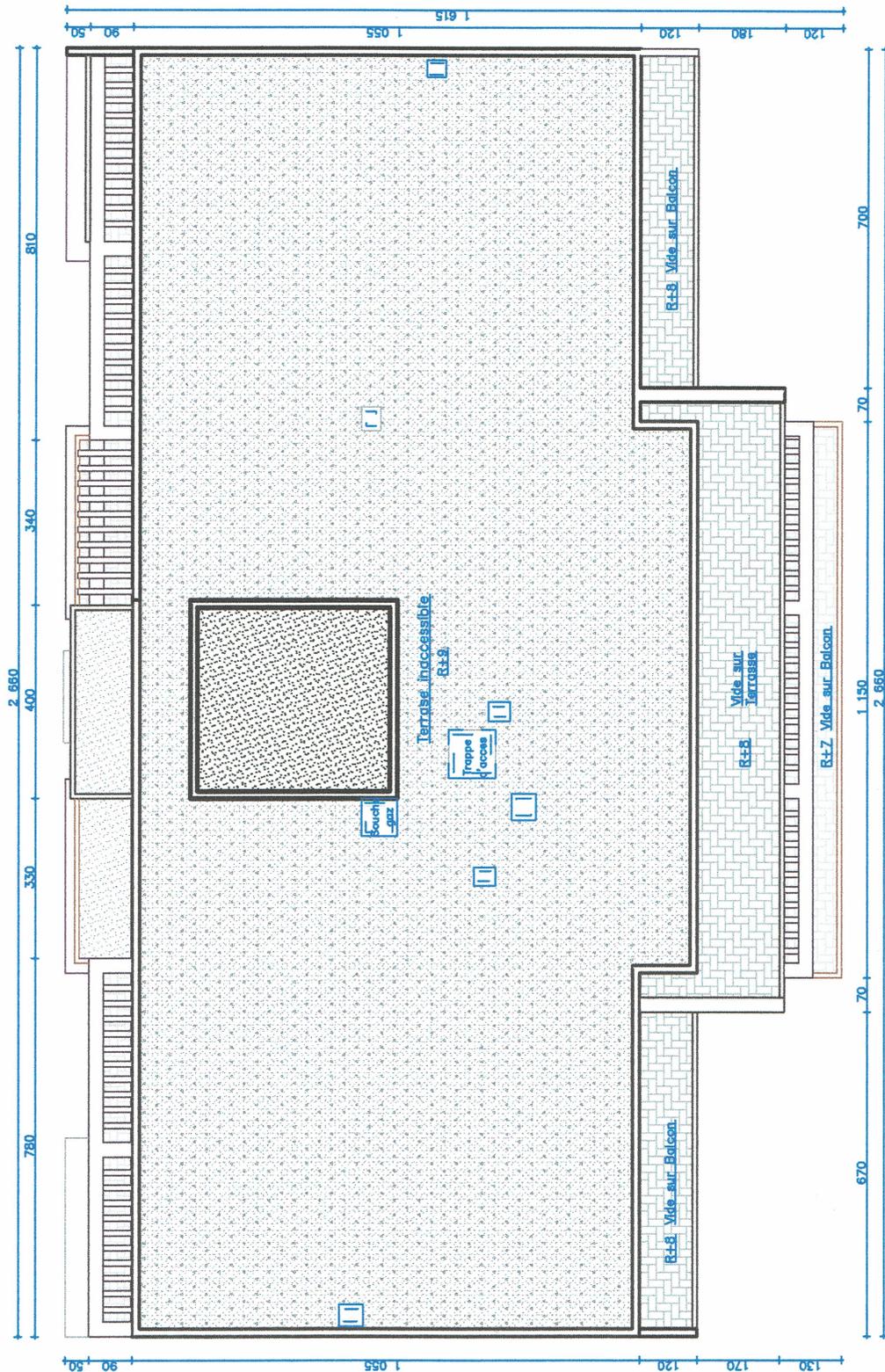
BLOC (B3)



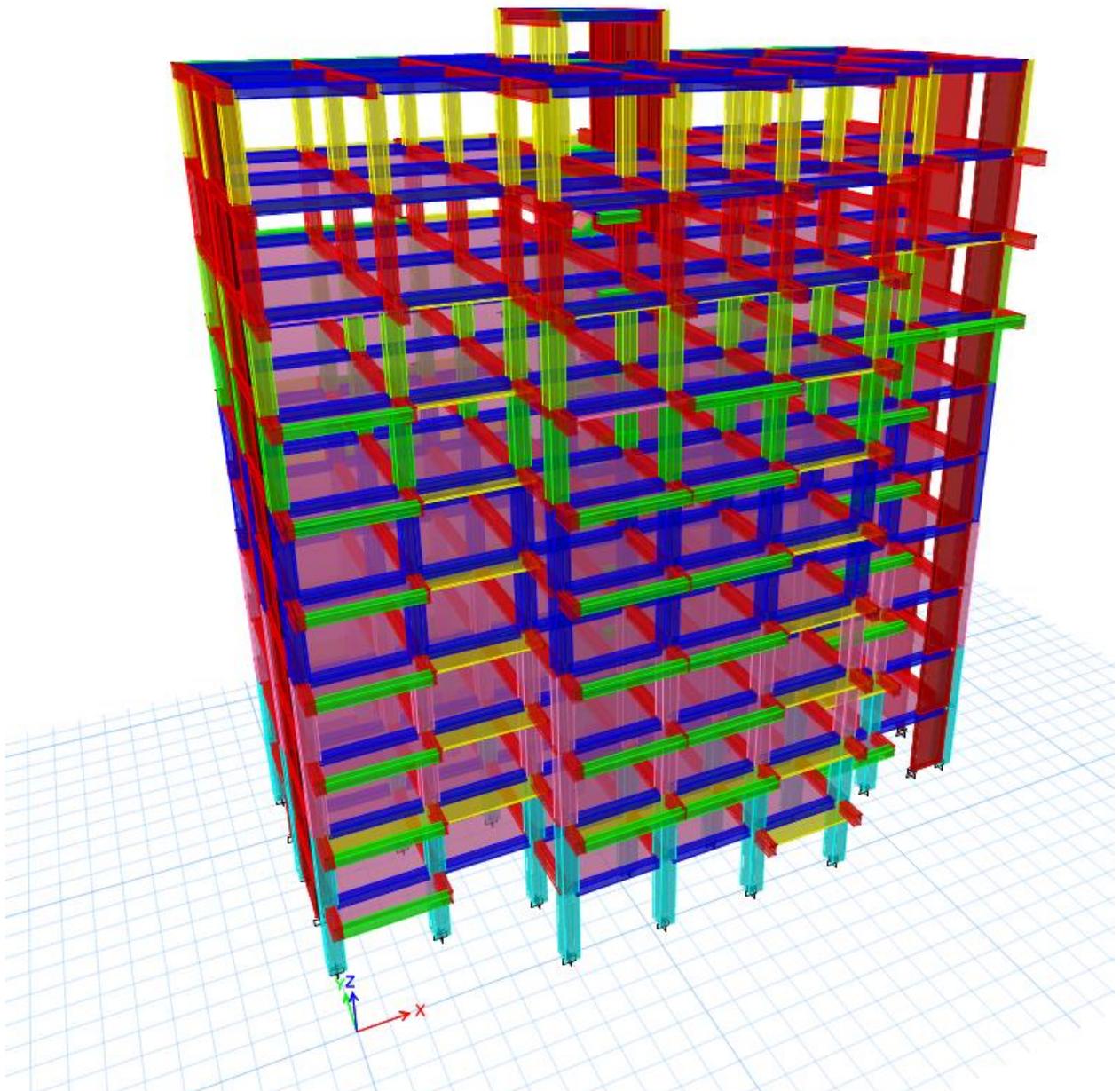
PLAN DE TERRASSE

ECHELLE : 1/100

BLOC (B3)



Structure en 3D (etabs)



Rapport du sol

CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS.

Cette étude de sol nous a été sollicitée par la promotion immobilière **PETRA PROMO** de la commune d'Akbou, wilaya de Bejaïa, pour la réalisation de 200 logements.

Le programme de reconnaissance a porté sur l'exécution de :

- Cinq (05) sondages carottés.
- Dix 10 essais SPT.
- Quarante deux (42) essais au pénétromètre dynamique lourd jusqu'au refus.
- Essais de laboratoire.

L'exploitation des données bibliographiques et de l'ensemble des résultats d'investigations des essais in situ et ceux exécutés au laboratoire ,ont permis de faire ressortir les conditions morphologiques, hydrogéologiques, géologiques et géotechniques du site d'étude.

Le site d'étude présente une topographie accidenté avec une dénivelée d'environ 13 m entre l'amont (Nord) et l'aval (Sud).

Sur le plan lithologique le site d'étude est composé par la formation argilo-marneuse sur les cinq premiers mètres environ et passe en profondeur à une formation marneuse grisâtre à inclusions calcaire, ces formations géologiques appartiennent à la nappe des flyschs MASSYLIEN d'âge CRETACE

Du point de vue portance et aptitude au projet de fondation, nous suggérons ce qui suit :

Zone	Contrainte admissible	Type de fondation	Ancrage moyen	Remarques
Coté haut et surélevé du site (Blocs A, B1, B2, C, B3 et D)	2.0 Bars	Radier général	6.0m	Adopter le niveau de la marne à aspect schisteux <u>grisâtre</u> comme assise de fondation
Coté bas du site (Blocs F et E)	1.50 Bars	Radier Général	6.0m	

Il y a lieu de noter que les tassements de consolidation calculés pour les contraintes de sol recommandée sont admissibles et non préjudiciables aux ouvrages projetés

I CLASSIFICATION DU SITE :

I.1 AVEC LES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES :

D'après le RPA version 99/ 2003 et à la base des résultats des essais SPT, le terrain est classé dans la catégorie **des sols meuble S3** (N varie entre 10 et 50).

Catégorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S ₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S ₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S ₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~ 0.4	≥200 - < 400
S ₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

Tableau 1 : Classification des sites selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA version 99/2003).