

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE A.MIRA – BEJAIA
FACULTE DES TECHNOLOGIES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

*Etude d'un bâtiment (R+8) en béton armé à usage d'habitation et
commerce contreventé par un système mixte (voiles-portiques)*

Réalisé par :

ISSAD Assia

BEKTACHE Amel

Encadré par :

M^{me} SEDIRA Rima

Membre de jury :

M^r HADDI .I

M^{me} SOUIDI .F

2020-2021

Remerciement

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

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

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

A notre Promotrice M^{me} SEDIRA pour avoir suivi et accordé un grand intérêt à notre travail, pour son aide précieuse et pour tout le savoir qu'elle nous a transmis.

Aux membres de jury qui nous font l'honneur d'avoir accepté de juger notre travail.

A tous ceux et celles qui ont contribué de pré ou de loin à la réalisation de ce projet fin d'étude et leur soutien moral.

Aussi, nous tenons à remercier chaleureusement Mr ISSAD ZAHIR (ingénieur d'état au CTC) de nous avoir fourni une aide précieuse grâce à sa grande expérience pour arriver à terme de notre projet.

ASSIA & AMEL

Dédicaces

En terme de reconnaissance de leurs sacrifices et amour, je dédie ce travail à :

Ma maman chérie :

Aucune dédicace ne serait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement que j'ai pour toi, tu avais prédit si tôt que je serai ingénieur génie civil, oui maman, la voici ta prédiction.

Mon cher père :

Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien-être. Ce travail n'est qu'un fruit des sacrifices que vous avez consentis pour m'élever.

Mes sœurs Lamia et Farah

Mes frères Zinedine et Fayez

Pour leur amour et leur soutien continu, leur réconfort et encouragement.

Mes adorables oncles : Abdelghani, Nassime, Azzedine et Toufik

Mes précieuses tantes : Yasmina, Kahina et Katia

Mes chères grandes mères

Pour leur sincérité, gentillesse, amour et tendresse, qui m'ont éternellement soutenu durant tout mon parcours.

Mes chères amies : Amel, Sara, Wissam, Sabrina et Souad

Pour les beaux moments que nous avons partagés depuis le début de notre parcours à l'universalité, pour votre aide et support durant les moments difficiles.

Pour tout ceux et celles qui ont de l'affection et considération à mon égard.

ASSIA ISSAD

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 :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, je ne pourrai jamais les remercier assez, sans oublier notre promotrice M^m K.SEDIRA de nous avoir encadré.

A mes chers frères: LYES, NADJIM.

A mes chers sœurs: ISMAHANE et RANIA.

A ma binôme ASSIA ainsi qu'à sa famille.

A mes copines de chambre B305 qui sont ma deuxième famille :

B.HAFIDA, TINHINANE, YASMINA, NASSIMA, RANIA et SABRINA.

A mes chers amis SARA, LYDIA , M.HAFIDA et IZEM qui m'ont épaulé durant cette épreuve, en restant toujours à l'écoute.

Bektache Amel

Symboles et Notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition.

A_t : Aire d'une section d'acier transversal.

A_s : Aire d'une section d'acier.

B : la largeur (m)

B_r : Section réduite du béton.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour.

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour.

f_{tj} : Résistance caractéristique de compression à j jour.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Action accidentelles.

q_u : Charges réparties ultime.

q_s : Charges réparties de service.

I : Moment d'inertie.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_s : Moment de calcul de service.

N_u : Effort normal ultime.

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant.

S : Surface plane de la structure.

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée.

e : Epaisseur.

L : la longueur.

L_r : Longueur de recouvrement.

l_f : Longueur de flambement.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de poisson.

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression.

σ_s : Contrainte du béton à la traction.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures.

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement.

η : Coefficient de fissuration.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

γ : Poids spécifique déjaugé.

A : Coefficient d'accélération de la zone.

C_T : Coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage.

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité =1.5.

Q : Facteur de qualité.

P : Poids de radier.

N : Charge concentré appliquée (ELS ou ELU).

S_r : Surface du radier.

S_{bat} : Surface total du bâtiment (m²).

W : Poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : Poids due aux charges permanentes.

f : La flèche.

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

σ : Contrainte normale.

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

K_c : Coefficient de portance.

τ_u : Contrainte de cisaillement(MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

h_t : Hauteur de la nervure.

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

Chapitre I : Généralité

INTRODUCTION	1
I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Description architecturale.....	1
I.3. Règlements et normes utilisés	1
I.4. Description technique.....	2
I.5. Les états Limites de calculs.....	3
I.6. Actions et sollicitations de calcul	3
I.7. Valeur de calcul des actions	3
I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	4
CONCLUSION.....	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

INTRODUCTION.....	9
II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires	9
II.2. Pré dimensionnement des éléments principaux	15
II.3. Evaluation des charges et surcharges	17
II.4. Descente de charge.....	19
II.5. Les vérifications nécessaires	22
CONCLUSION.....	24

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

INTRODUCTION	25
III.1. Etude de planchers à corps creux	25
III.1.1. Etudes des poutrelles	25
III.2. Etude de planchers à dalles pleines.....	39
III.3. Etude des escaliers	46
III.3.3. Etude de la poutre palière	50
III.4. Etude de l'acrotère	53
III.5. Etude de la dalle d'ascenseur.....	58
III.6. Etude de la poutre de chainage	64
COCLUSION.....	67

Chapitre IV : Etude sismique

INTRODUCTION	68
VI.1. Méthode de calcul	68
IV.1.1. Méthode statique équivalente	68
IV.1.2. Méthode dynamique spectrale	71
IV.2. Exigences du RPA/99 pour les systèmes mixtes	72
IV.3. Interprétations des résultats de l'analyse dynamique	72
IV.3.1. Disposition des voiles de contreventement	72
IV.3.2. Période de vibration et taux de participation massique	74
IV.4. Vérifications des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99.....	75
CONCLUSION	79

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

INTRODUCTION	80
V.1. Etude des poteaux	80
V.2. Etude des poutres	87
V.3. Etude des voiles	93
CONCLUSION.....	97

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

INTRODUCTION	98
VI.1. Choix de type de fondations	98
VI.2. Combinaison d'action à considérés	98
VI.3. Les vérifications de type de fondations	98
VI.3.1. Vérifications de semelle isolé.....	98
VI.3.2. Vérification e semelle filante.....	99
VI.4. Etude de radier général	100
VI.5. Ferrailage de radier	102
VI.5.1. Etude la dalle	102
VI.5.2. Etude des nervures.....	105
VI.6. Etude de voile périphérique.....	110
CONCLUSION.....	112

Conclusion générale

Annexes

Bibliographie

Les plans d'architectures

Liste des figures

Figure I.1. Diagramme contraintes déformation à l'ELU	6
Figure I.2. Diagramme contraintes déformation à l'ELS.....	6
Figure I.3. Diagramme contraintes déformation pour les aciers à l'ELU	7
Figure II.1. Coupe transversale sur un plancher à corps creux	9
Figure II.2. Schéma de la poutrelle	9
Figure II.3. Plan de la disposition des poutrelles (1 ^{er} étage)	10
Figure II.4. Plan de la disposition des poutrelles (étage courant)	11
Figure II.5. Schéma d'un escalier droit.....	12
Figure II.6. Schéma statique de la volée 01 d'escalier de RDC.....	13
Figure II.7. Schéma statique de la volée 02 d'escalier de RDC	13
Figure II.8. Schéma statique des volées 01 et 02 d'escalier étage courant	14
Figure II.9. Schéma de l'acrotère.....	15
Figure II.10. Coupe transversale de l'ascenseur	15
Figure II.11. Coupe transversale d'un voile.....	16
Figure II.12. La descente de charge du poteau B2.....	19
Figure III.1. Diagramme des moments (cas d'une poutre à deux travées)	27
Figure III.2. Diagramme des moments (cas d'une poutre à plus de deux travées).....	27
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants (cas d'une poutre à deux travées).....	27
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants (cas d'une poutre à plus de deux travées) ...	27
Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle du type 04	29
Figure III.6. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à deux travées.....	30
Figure III.7. Schéma du ferrailage de la dalle de compression	39
Figure III.8. Panneau de la dalle D5 (3 appuis).....	39
Figure III.9. Schéma de ferrailage du panneau D5.....	45
Figure III.10. Coupe A-A du panneau D5	45
Figure III.11. Schéma statique de l'escalier étage courant	46
Figure III.12. Schéma du ferrailage de l'escalier étage courant.....	48
Figure III.13. Schéma du ferrailage de la volée 01 d'escalier RDC.....	49
Figure III.13. Schéma du ferrailage de la volée 02 d'escalier RDC.....	49
Figure III.15. Schéma du ferrailage de la poutre palière	53
Figure III.16. Les dimensions de l'acrotère.....	53
Figure III.17. Modèle de calcul de l'acrotère	53
Figure III.18. Section de l'acrotère.....	55
Figure III.19. Schéma du ferrailage de l'acrotère.....	57
Figure III.20. Représentation de l'action d'une charge localisée	60
Figure III.21. Schéma du ferrailage de la dalle cas d'une charge concentré.....	64
Figure III.22. Schéma statique de la poutre de chaînage	64
Figure III.23. Schéma du ferrailage de la poutre de chaînage	67
Figure IV.1. Le spectre de réponse	72
Figure IV.2. Schéma de la disposition des voiles	73
Figure IV.3. 1 ^{ème} mode de vibration (translation suivant l'axe x-x)	73
Figure IV.4. 2 ^{ème} mode de vibration (translation suivant l'axe y-y)	74
Figure IV.5. 3 ^{ème} mode de vibration (torsion autour de l'axe z-z).....	74
Figure V.1. Zone nodale du poteau	80
Figure V.2. Section du poteau	85
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux (RDC-3 ^{ème} étages)	86
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poteaux (4 ^{ème} - 8 ^{ème} étages).....	86

Figure V.5. Disposition constructive des portiques.....	88
Figure V.6. Répartition des moments dans la zone nodale.....	92
Figure V.7. Schéma d'exemple de disposition constructive de la poutre principale.....	93
Figure V.8. Schéma de ferrailage des poutres principales d'étage courant.....	93
Figure V.9. Schéma de ferrailage des poutres secondaires d'étage courant.....	93
Figure V.10. Disposition des armatures verticales.....	94
Figure V.11. Schéma d'un voile pleine.....	95
Figure V.12. Schéma de ferrailage du voile V_{x1} V_{x2} et V_{x4}	97
Figure VI.1. Schéma de la semelle isolée.....	98
Figure VI.2. Schéma de la semelle filante.....	99
Figure VI.3. Dimension du radier.....	100
Figure VI.4. Section de radier.....	102
Figure VI.5. Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	105
Figure VI.6. Schéma des nervures dans le sens x-x.....	106
Figure VI.7. Schéma des nervures dans le sens y-y.....	106
Figure VI.8. Section de la nervure a ferrailé.....	107
Figure VI.9. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.....	109
Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.....	110
Figure VI.11. Répartition des contraintes sur le mur.....	111
Figure VI.12. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	112

Liste des tableaux

Tableau I.1. Valeur de la limite d'élasticité en fonction de type d'acier	6
Tableau II.1. Pré dimensionnement des panneaux de dalle pleine	11
Tableau II.2. Dimensions de l'escalier du RDC (volée 01 et 02).....	14
Tableau II.3. Dimensions de l'escalier étage courant (volée 01 et 02).....	14
Tableau II.4. Evaluation de la charge de l'acrotère	15
Tableau II.5. Les caractéristiques de l'ascenseur	15
Tableau II.6. La section des poteaux	16
Tableau II.7. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	17
Tableau II.8. Evaluation des charges du plancher étage courant.....	17
Tableau II.9. Evaluation des charges sur les balcons	18
Tableau II.10. Evaluation des charges du palier	18
Tableau II.11. Evaluation des charges de la volée (01) du RDC.....	18
Tableau II.12. Evaluation des charges de la volée (02).....	19
Tableau II.13. Evaluation des charges des murs à double cloison	19
Tableau II.14. Les charges de la poutre	20
Tableau II.15. Les charges du poteau	20
Tableau II.16. La descente de charge du poteau B2	21
Tableau II.17. Vérifications du critère de résistance	22
Tableau II.18. Vérifications des poteaux au flambement.....	23
Tableau II.19. Résultats de vérification à l'exigence du RPA pour le poteau B2	24
Tableau II.20. Dimension des poteaux.	24
Tableau III.1. Les différents types de poutrelles.	25
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	28
Tableau III.3. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	29
Tableau III.4. Les sollicitations maximales des différents types de poutrelles du plancher terrasse inaccessible	30
Tableau III.5. Les sollicitations maximales des différents types de poutrelles des étages courants	30
Tableau III.6. Les sollicitations maximales des différents types de poutrelles du 1 ^{er}	31
Tableau III.7. Les sollicitations maximales optées pour le ferrailage des poutrelles.....	31
Tableau III.8. Vérification nécessaires de poutrelles à l'ELU	36
Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS.....	36
Tableau III.10. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	36
Tableau III.11. Vérification de flèche à l'ELS	37
Tableau III.12. Schéma de ferrailage de poutrelles.....	38
Tableau III.13. Ferrailage du panneau D5.....	40
Tableau III.14. Vérification des contraintes à l'ELS dans le panneau D5	41
Tableau III.15. Les sollicitations maximales dans les panneaux.....	42
Tableau III.16. Calcul du ferrailage à l'ELU selon le sens x-x.....	42
Tableau III.17. Calcul du ferrailage à l'ELU selon le sens y-y.....	43
Tableau III.18. Vérification de l'effort tranchant.....	43
Tableau III.19. Vérification des contraintes à l'ELS selon le sens x-x	43
Tableau III.20. Vérification des contraintes à l'ELS selon le sens y-y	43
Tableau III.21. Calcul des sections d'acier à l'ELS	44
Tableau III.22. Vérification des contraintes de la flèche.....	44
Tableau III.23. Vérification de la flèche du panneau D2	44
Tableau III.24. Les sollicitations à l'ELU	46

Tableau III.25. Les sollicitations à l'ELS.....	46
Tableau III.26. Résultats de ferrailage d'étages courants	47
Tableau III.27. Vérification des contraintes à l'ELS.....	47
Tableau III.28. Vérification de la flèche	48
Tableau III.29. Ferrailage de l'escalier RDC volée (01).....	48
Tableau III.30. Ferrailage de l'escalier RDC volée (02).....	49
Tableau III.31. Résultats du ferrailage de la poutre palière	50
Tableau III.32. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	51
Tableau III.33. Ferrailage de la poutre palière à la torsion	52
Tableau III.34. Vérification des contraintes à l'ELS.....	52
Tableau III.35. Les combinaisons d'actions à utiliser	54
Tableau III.36. Evaluation des charges de l'ascenseur.....	58
Tableau III.37. Résultats du calcul de ferrailage de la dalle pleine d'ascenseur.....	59
Tableau III.38. Vérification des contraintes à l'ELS.....	60
Tableau III.39. Résultats du calcul de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.....	62
Tableau III.40. Vérification des contraintes à l'ELS.....	63
Tableau III.41. Ferrailage longitudinale de la poutre de chaînage.....	65
Tableau III.42. Vérification des contraintes dans le béton pour la poutre de chaînage.....	66
Tableau III.43. Résultats du calcul de la flèche.....	66
Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	69
Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure	75
Tableau IV.3. Interaction sous charges verticales.....	75
Tableau IV.4. Interaction sous charges horizontales	76
Tableau IV.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.	76
Tableau IV.6. Vérification des déplacements des niveaux	77
Tableau IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	78
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit	78
Tableau IV.9. Dimension des éléments structuraux	79
Tableau V.1. Section des armatures minimales et maximales dans les poteaux.....	81
Tableau V.2. Les sollicitations des poteaux.....	82
Tableau V.3. Calcul des armatures longitudinales sur les poteaux.....	83
Tableau V.4. Calcul des armatures transversales sur les poteaux.....	83
Tableau V.5. Justification au flambement pour les poteaux	84
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	85
Tableau V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	86
Tableau V.8. Les sollicitations de calcul les plus défavorables des poutres.....	89
Tableau V.9. Calcul de ferrailage des poutres principales et secondaires	89
Tableau V.10. Vérification de l'effort tranchant dans les poutres	90
Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	90
Tableau V.12. Vérification des contraintes limite du béton pour les poutres.	91
Tableau V.13. Les moments résistant dans les poteaux.....	92
Tableau V.14. Vérification de la zone nodale dans les poutres	92
Tableau V.15. Récapitulation du ferrailage des voiles V_{x1} V_{x2}	96
Tableau V.16. Récapitulation du ferrailage des voiles V_{x3} V_{x4} V_{x5}	96
Tableau V.17. Récapitulation du ferrailage des voiles V_{y1} V_{y2} V_{y3} V_{y4} V_{y5}	97
Tableau IV.1. Résultats de calcul de ferrailage du radier.....	103
Tableau IV.2. Vérification des contraintes du radier à l'ELS.....	104
Tableau IV.3. Section d'armature du radier à l'ELS	105
Tableau IV.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	106
Tableau IV.5. Sollicitations maximales à l'ELU dans les deux sens	107

Tableau IV.6. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens	107
Tableau IV.7. Résultats de calcul de ferrailage des nervures	108
Tableau IV.8. Vérification des contraintes des nervures à l'ELS.	109
Tableau IV.9. Section d'armature des nervures à l'ELS	110
Tableau IV.10. Résumé des résultats de ferrailage du voile périphérique.....	111
Tableau IV.11. Vérification des contraintes à l'ELS.....	112

Introduction générale

Introduction générale

Le domaine de construction est très vaste, qui a connu durant son histoire plusieurs innovations, non seulement dans les procédés de conception et de réalisation mais aussi dans les techniques et les matériaux utilisés pour les structures selon les besoins et les capacités de ces dernières. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux tels que le béton armé, le béton de précontrainte, l'acier et le bois.

Cependant si le métier de la construction est considéré comme vaste et ancien, il faut reconnaître qu'il aura fallu s'adapter aux évolutions, mais aussi aux nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale des structures pour les protéger d'éventuels séismes, ces derniers sont justement l'élément de réflexion avant une conception pour tout ingénieur de génie civil, il est à noter que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle est représentée comme étant une région à forte activité sismique.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter au moins ces trois buts :

- ✓ Un maximum de sécurité ou autrement dit assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ L'économie : une mise en place planifiée des diminutions des coûts du projet.
- ✓ L'esthétique.

Pour satisfaire les exigences citées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés et spécifier des procédures de contrôles adaptés au projet considéré au stade de la conception et de l'exploitation, pour ce faire il faut respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres pour chaque pays.

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à usage multiple, implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer confort et sécurité, nous avons utilisé le « règlement parasismique algérien RPA99 » Version 2003.

Notre étude est divisée en six chapitres :

- ✓ Présentation de l'ouvrage (généralités).
- ✓ Pré dimensionnement des éléments.
- ✓ Etude des éléments secondaires.
- ✓ Etude dynamique (analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS/2016).
- ✓ Etude des éléments structuraux.
- ✓ Etude des fondations.

Chapitre I :
GENERALITES

INTRODUCTION

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique, et pour qu'une étude génie civil soit bien faite. La reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à faire l'étude génie civil d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, qui est implanté au lieu dit « AIT MENDIL », commune de BENI KSILA, wilaya de BEJAIA, classée d'après le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003) comme zone de moyenne sismicité (IIa). Ce projet est composé d'un RDC et huit(08) étages dont la destination de chaque étage est décrite comme suit:

- ✓ Le RDC est composée de 04 locaux à usage commercial.
- ✓ Le 1^{er} étage est composé de 02 locaux à usage de service.
- ✓ Les autre étages (du deuxième (02) jusqu'aux huitième (08) étage) sont identiques à usage d'habitation, dont chaque étage est composé de 03 appartements.

I.2. Description architecturale

L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier droit constitué de deux volées. Au niveau du RDC, on trouve également une autre cage d'escalier constitué d'escalier balancé en acier.

I.2.1. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

1. Dimensions en plan

- ✓ La longueur en plan coté façade principale.....22.40m.
- ✓ La longueur en plan coté façade postérieure.....22.00m.
- ✓ La largeur en plan.....11.05m.

2. Dimensions en élévation

- ✓ La hauteur du RDC.....3.74m.
- ✓ La hauteur d'étage courant.....3.06m.
- ✓ La hauteur totale du bâtiment28.22m.

I.2.2. Description géotechnique du site

Le bâtiment en question dans le groupe d'usage 2 (ouvrages courants on d'importance moyenne). Selon le rapport de l'étude géotechnique du site d'implantation, celui-ci est classé dans la catégorie S2 est considéré comme site ferme.

- ✓ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.69$ bars.
- ✓ L'ancrage minimal des fondations $D = 3.80$ m.

I.3. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés dans le secteur du bâtiment en Algérie sont :

- ✓ Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003).
- ✓ Règles de béton Armé aux états limites (BAEL91/modifiées 99).
- ✓ Code de béton Armé (CBA93).
- ✓ Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

I.4. Description technique

I.4.1. Les planchers

Ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, pour notre étude on a adopté deux types :

1. Planchers à corps creux

Pour cette structure, tous les planchers des étages courants seront en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé.

2. Planchers à dalle pleine

Ce sont des éléments constitués de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation. Pour notre structure les balcons et les paliers des escaliers seront réalisés en dalle pleine.

I.4.2. Les escaliers

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

I.4.3. L'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

I.4.4. L'acrotère

Est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse inaccessible. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

I.4.5. La maçonnerie

1. Les murs intérieurs

Sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces.

2. Les murs extérieurs

Ils sont réalisés en briques creuses a double parois dont l'épaisseur est (10+5) cm séparées par une l'âme d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique.

I.4.6. Les revêtements

Les revêtements de la structure sont constitués par :

- ✓ Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Revêtement par étanchéité multicouches pour les planchers terrasse.

I.4.7. L'infrastructure

Les fondations seront réalisées en béton armé pour assurer les fonctions suivantes :

- ✓ La transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

I.4.8. Système de contreventement

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens (longitudinale et transversale) et assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce qu'il lui confère une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

I.5. Les états limites de calculs

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

I.5.1. Etat limite ultime (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et acier sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme (flambement).

I.5.2. Etat limite de service (ELS)

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures (risque d'ouverture des fissures).
- ✓ Etat limite de déformation (flèche maximale).
- ✓ Etat limite de compression du béton.

I.6. Actions et sollicitations de calcul

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

I.6.1. Les actions permanentes (G)

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

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

I.6.2. Les actions variables (Q)

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

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

I.6.3. Les actions accidentelles (FA)

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer : les chocs, les séismes, les explosions, les feux.

I.7. Valeur de calcul des actions

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

I.7.1. Combinaison d'action à l'ELU

[CBA93 (Article A.3.3)]

1. Situation durable ou transitoire

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} \times Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

[BAEL91 (Article 3.3.2)]

ψ_{0i} : Coefficient de pondération, tel que:

$\psi_{0i} = 0.77 \Rightarrow$ Pour les bâtiments à usage courant [BAEL91 (Article D.1.2. 3)]

$\gamma_{Q1} = 1.5 \Rightarrow$ Dans le cas général.

2. Situations accidentelles

$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{1i}Q_1 + \sum \psi_{2i}Q_i \quad (i \geq 1)$ [BAEL91 (Article 3.3.22)]

F_A : la valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

$\psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$

I.7.2. Combinaison d'action à l'ELS

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

$\psi_{0i} = 0.6 \dots \dots$ pour l'effet de la température.

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

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

Q_1 : Action variable de base.

Q_i : Action variable d'accompagnement.

I.7.3. Combinaisons de calcul

[RPA99 (Article V.5.2)]

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

Situations durables $\Rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$

Situations accidentelles $\Rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

I.8. Caractéristique mécanique des matériaux

I.8.1. Le béton

Le béton est défini comme étant un mélange du ciment, du sable, du granulat et de l'eau. Le béton choisi est de classe **C25/30**, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

1. Résistance caractéristique à la compression

[CBA93 (Art A.2.1.11)]

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

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPA et au plus égale à 45 MPA.

$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \Rightarrow$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$ ($j \leq 28 \text{ jours}$) BAEL91 (Article A. 2.1.11).

$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \Rightarrow$ pour $f_{c28} \geq 40 \text{ MPA}$ ($j \geq 28 \text{ jours}$) BAEL91 (Article A. 2.1.11).

✓ Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

✓ Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPA} \quad [\text{CBA93(Article.1.2.1.2)}]$$

$$\text{Pour notre cas } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

3. Contrainte ultime de cisaillement (de béton)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après (**l'article A.5.2.11 de BAEL91**) on a :

$$\begin{cases} \tau_{adm} = \min(0.2 f_{cj}/\gamma_b ; 5 \text{ MPA}) \Rightarrow \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = \min(0.15 f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ MPA}) \Rightarrow \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on opte :

$$\begin{cases} \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPA} \Rightarrow \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

4. Module de déformation longitudinale de béton

On distingue les modules de YOUNG instantané E_{vj} et différé E_{ij} Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de la durée inférieure à 24heures, le module instantané est pris égal. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 3 \times E_{vj} \quad [\text{CBA93 (Article A.2.1.2.1)}]$$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{CBA93 (Article A.2.1.2.1)}]$$

$$\text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow \begin{cases} E_{i28} = 32456.58 \text{ MPA} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{ MPA} \end{cases}$$

5. Module de déformation transversale du béton

$$G = \frac{E}{2 \times (v+1)} \Rightarrow \text{avec } E: \text{module de young.}$$

$$v = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}} \Rightarrow \text{avec } v: \text{Coefficient de poisson.}$$

✓ Pour le calcul des sollicitations, $v = 0 \Rightarrow$ (à l'ELU).

✓ Pour le calcul des déformations, $v = 0.2 \Rightarrow$ (à l'ELS). [CBA93 (Article A.2.1.3)]

6. Contrainte limite à l' ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \Rightarrow \text{avec } \theta : \text{coefficient d'application.} \quad [\text{BAEL91 (Article A.4.3.)}]$$

✓ $\theta = 1 \Rightarrow$ Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24heures.

✓ $\theta = 0.9 \Rightarrow$ Lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

✓ $\theta = 0.85 \Rightarrow$ Lorsque cette durée est inférieure à 1 heure.

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \Rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \text{ (situation durable).} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ (situation accidentel).} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de (f_{c28}), obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues

($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

Le diagramme (parabole rectangle) ci dessous est adopté dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- { 2% \Rightarrow en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- { 3.5% \Rightarrow en flexion simple ou composée.

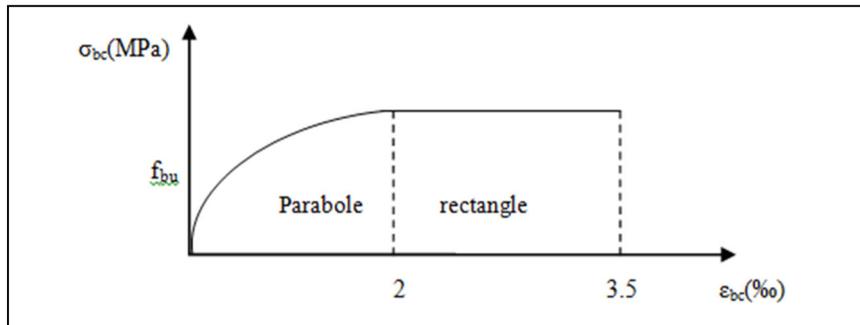


Figure I.1 Diagramme contrainte déformation à (l'ELU) [BAEL91].

7. Contrainte limite à l'ELS

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

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

[CBA93 (Article A.4.5.2)]

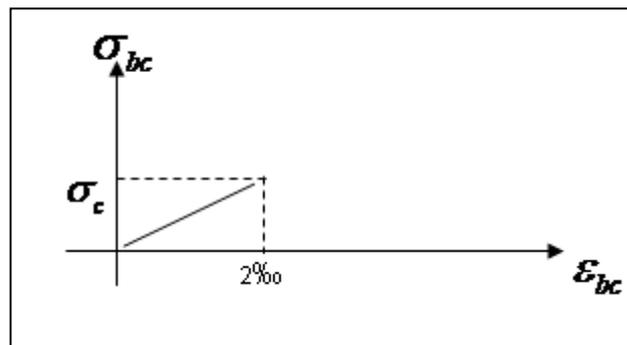


Figure I.2 Diagrammes des contraintes déformations à (l'ELS) [BAEL91].

I.8.2. L'acier

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

1. Résistance caractéristique du l'acier

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

Tableau I.1 Valeurs de la limite d'élasticité f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

2. Contrainte limite de l'acier

2.1. Etat limite ultime

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Pour } \Rightarrow \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \quad \text{avec : } f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$\varepsilon_s : \text{Allongement relatif, avec : } \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{[BAEL91 (Article A.4.3.)]}$$

Tel que : γ_s coefficient de sécurité $\Rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentel.} \end{cases}$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à 200000 MPa.

Pour le cas de ce projet : $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ pour le cas courant.} \\ 400 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ pour le cas accidentel.} \end{cases}$

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation(ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

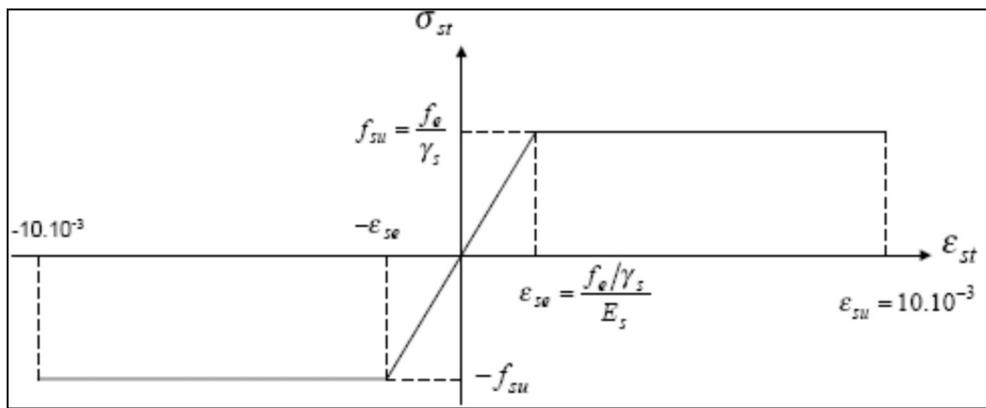


Figure I.3 Diagramme des contraintes déformations pour les aciers à (l'ELU).

2.2. Etat limite de service

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

La valeur de σ_s donné en fonction de la fissuration **[BAEL91 (Article A.4.5.32)]**

$$\begin{cases} \text{cas de fissuration peu nuisible} \Rightarrow \text{pas de vérification à faire.} \\ \text{cas de fissuration préjudiciable} \Rightarrow \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \\ \text{cas de fissuration très préjudiciable} \Rightarrow \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \end{cases}$$

Avec : η Coefficient de fissuration

$$\begin{cases} \eta = 1 \dots \dots \dots \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.6 \dots \dots \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA).} \\ \eta = 1.3 \dots \dots \dots \text{ pour les hautes adhérences } \phi < 6mm. \end{cases}$$

Les caractéristiques du béton et d'acier utilisé sont donnes comme suite :

Béton	{	Résistance caractéristique (f_{c28})	25 MPa
		Contraintes limite a L'ELU	
		situation durable	14.2 MPa
		situation accedentelle	18.45 MPa
		Contrainte limite a L'ELS (σ_{bc})	15 MPa

{	Acier	Limite d'élasticité (f_e)	400 MPa
		Module d'élasticité	2×10^5 MPa
		Contraintes calcul a L'ELU	
		situation durable	400MPa
		situation accedentelle	348MPa
		Contrainte a L'ELS	
	FN	240MPa	
	FTN	176MPa	

CONCLUSION

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400MPa de résistance à la traction.

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de la traction et la compression.

Chapitre II :
PRE DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS

INTRODUCTION

Le pré dimensionnement d'un ouvrage consiste à fixer les dimensions de différents éléments de la structure, afin de reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.1.1. Les planchers

Le plancher est un élément horizontal constituant une séparation entre deux niveaux successif d'une habitation et recueillant les charges et les surcharges qui lui sont appliquées et il les transmet aux éléments porteurs. Dans notre structure on utilise deux types de planchers :

1. Plancher à corps creux

La hauteur d'un plancher à corps creux est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{CBA93 (article B.6.8.4.2.4)}$$

L_{max} : La travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : La hauteur totale du plancher.

On a : $L_{max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$ D'où : $h_t \geq \frac{440}{22.5} = 19.55 \text{ cm}$

On adopte un plancher de hauteur : $h_t = 20 \text{ cm}$

- La hauteur de corps creux = 16 cm.
- La hauteur de dalle de compression = 4 cm

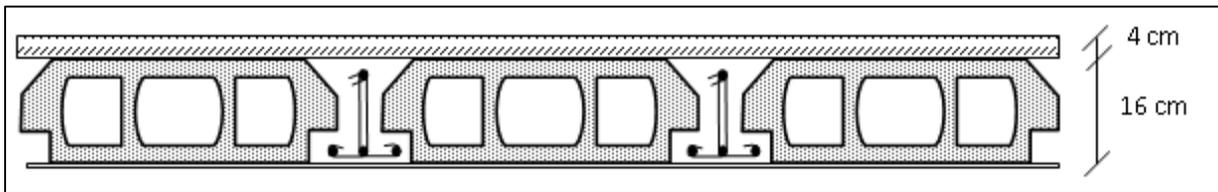


Figure II.1 Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

1.1. Dimensionnement des poutrelles

b : Largeur de la table de compression.	
h_t : Épaisseur total du plancher = 16+4cm.	
h_0 : Épaisseur de la dalle de compression = 4cm.	
b_0 : La largeur de nervure (8 à 12) cm.	

Figure II.2 Schéma de la poutrelle.

L_x : La longueur maximale entre nus de deux poutrelles.

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

l_y^{min} : La longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition de poutrelles.

$$(l_y = 330 - 30 = 300 \text{ cm})$$

$$(b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6)h_t \Rightarrow b_0 = (8\text{cm} ; 12\text{cm}) \Rightarrow b_0 = 10\text{ cm})$$

1.2. Détermination de la largeur de la table de compression

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{lx}{2}; \frac{ly}{10}\right)$$

CBA93(Art 4.1.3)

A partir de cette équation on trouve : $b \leq \min(55 ; 60\text{ cm}) + 10$

On obtient: $b \leq 65\text{ cm} \Rightarrow b = 65\text{ cm}$

1.3. Disposition des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Elles se calculent comme des sections en T. Le choix de la disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- ✓ Parallèle à la plus petite portée.
- ✓ Critère de continuité.

Sur la figure suivante (II.3) nous montrons la disposition des poutrelles adoptées ainsi que l'emplacement de nos différentes dalles pleines.

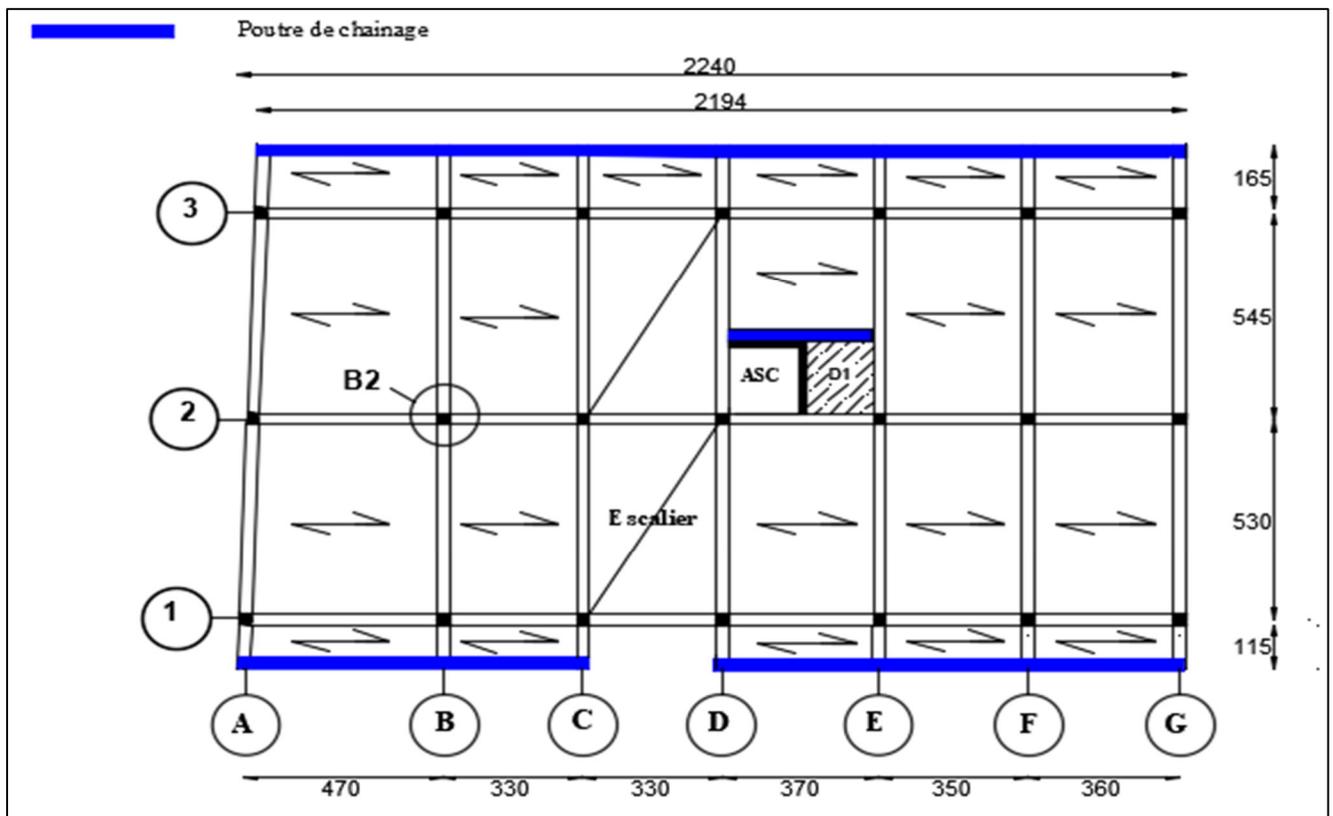


Figure II.3 Plan de la disposition des poutrelles (1^{er} étage).

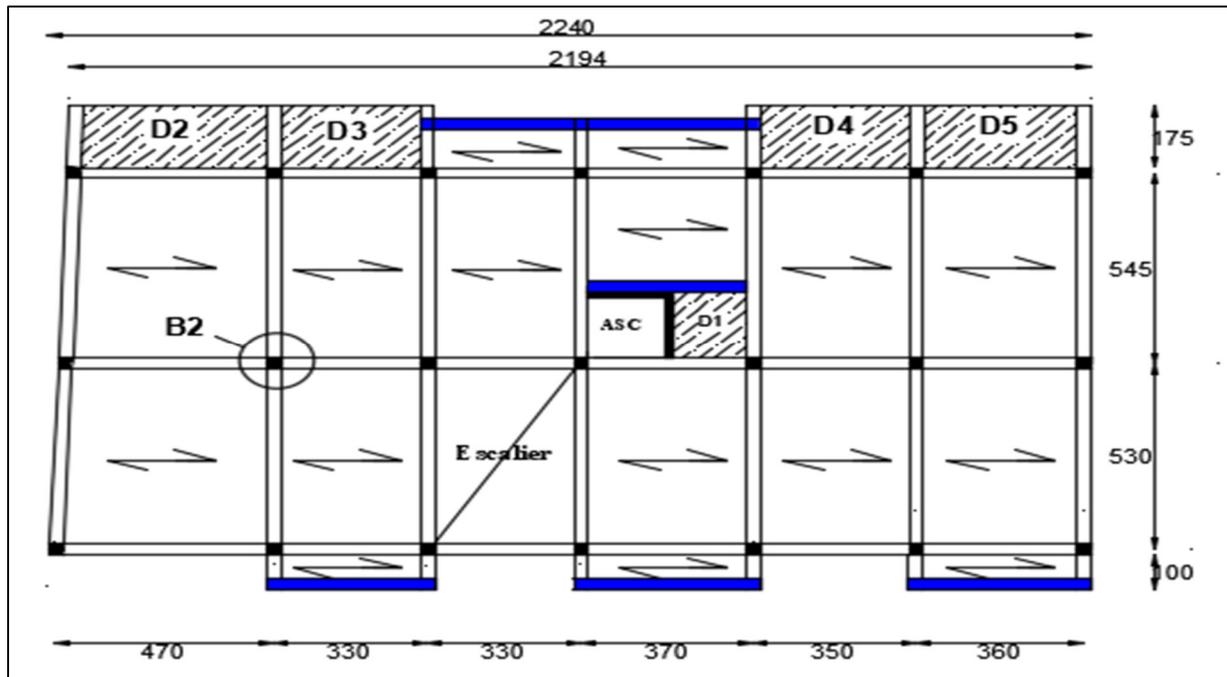


Figure II.4 Plan de la disposition des poutrelles (étage 2..8).

2. Planchers à dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées (L_x et L_y). On désigne par (L_x) la plus petite portée du panneau le plus sollicité.

Le dimensionnement de plancher dalle pleine consiste à déterminer son épaisseur « e » qui doit vérifier les critères suivants :

2.1. Résistance au feu (coupe-feu) CBA 93

- { $e \geq 7$ cm ... Pour une heure de coupe – feu.
- { $e \geq 11$ cm ... Pour deux heures de coupe – feu.

2.2. Critère d'isolation phonique { $e \geq 13$ cm }

2.3. Résistance à la flexion (RPA99/2003)

- { $e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow$ Pour une dalle sur 1 appui.
- { $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow$ Pour une dalle sur deux, trois ou quatre appuis avec $\rho \leq 0.4$.
- { $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow$ Pour une dalle sur deux, trois ou quatre appuis avec $\rho \geq 0.4$.

Dans notre projet, on trouve un seul type de dalle pleine : dalle sur trois appuis.

Tableau II.1 Pré dimensionnement des panneaux de dalle pleine.

Panneaux	L_x (cm)	L_y (cm)	$\rho = L_x / L_y$	$e_{calculé}$ (cm)	e_{choisi} (cm) pour 2H de coupe feu
D1 (sur trois appuis)	160	190	0.84	$3.55 \leq e \leq 4$	15
D2 (sur trois appuis)	175	400	0.44	$3.88 \leq e \leq 4.37$	
D3 (sur trois appuis)	175	300	0.58	$3.88 \leq e \leq 4.37$	
D4 (sur trois appuis)	175	320	0.54	$3.88 \leq e \leq 4.37$	
D5 (sur trois appuis)	175	330	0.53	$3.88 \leq e \leq 4.37$	

II.1.2. Les escaliers

L'escalier est un élément non structural constitué de gradins et d'une dalle inclinée, permettant le passage d'un niveau à un autre avec une ou plusieurs dalles horizontales constituant les paliers. Pour notre projet, on a principalement deux types d'escaliers :

- ✓ Escalier droit réalisé en béton armé coulé sur place.
- ✓ Escaliers balancés réalisés en bois, uniquement à l'RDC.

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- **Giron (g)**: la largeur de la marche.
- **Marches** : la partie horizontale de la marche.
- **Contremarche** : la hauteur verticale de la contremarche (**h**).
- **L'embranchement** : la longueur de la marche (**l**).
- **La volée** : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- **Paillasse** : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- **Pallier** : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- **Pente de l'escalier(α)** : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortables tel que $\alpha = [20^{\circ} \text{ à } 40^{\circ}]$.
- **La cage** : est le volume ou se situe l'escalier.
- **Ligne de jour** : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

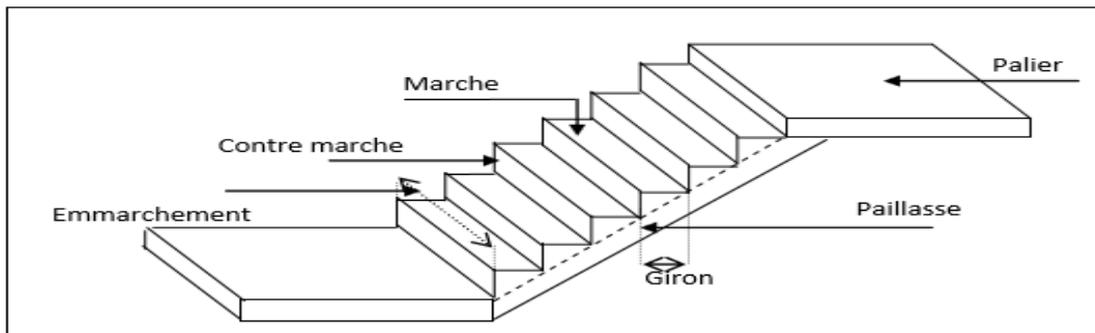


Figure II.5 Schéma d'un escalier droit.

Pour un escalier garantir sa fonction dans les meilleurs conditions on doit vérifiés la condition suivante : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$ et pour déterminer les dimensions des marches et contremarches, on utilise la formule de **BLONDEL** suivante :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

Soit (n) le nombre de contre marches et ($n - 1$) le nombre de marches. Avec :

- H : La hauteur de la volée. $\Rightarrow h = \frac{H}{n}$
- L : la longueur totale en appui inclinée.
- L_0 : la longueur projetée de la volée.
- L_p : la longueur de palier de départ et d'arrivée.
- g : le giron $\Rightarrow g = \frac{l_0}{(n-1)}$
- α : Inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

Dans notre étude on va étudier le 1^{er} type (escalier droit à deux volées) coulées sur place en béton armé. On a deux types à calculer :

1. Escalier droit à deux volées (du RDC) coulé sur place

Les schémas statiques de l'escalier RDC sont présentés comme suit :

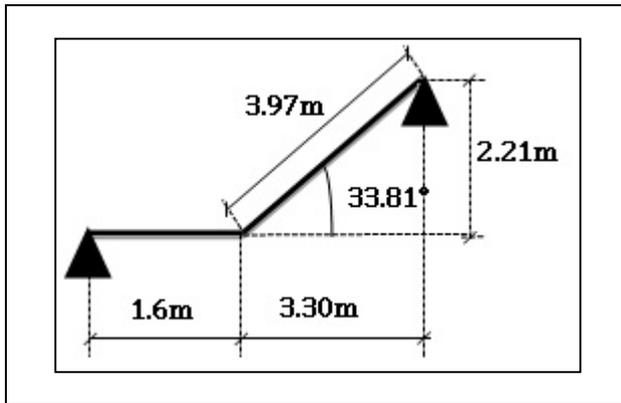


Figure II.6 Schéma statique de la volée 01.

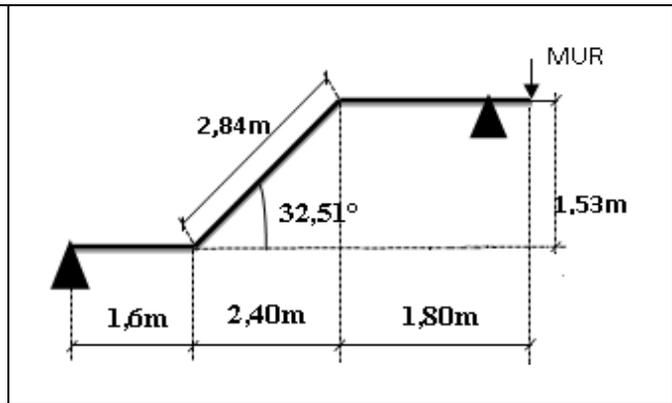


Figure II.7 Schéma statique de la volée 02.

On a la hauteur du RDC est ($h = 3.74 \text{ m}$)

En remplaçant (h) et (g) dans (1) on trouve :

$$2 \times \left(\frac{H}{n}\right) + \frac{l_0}{(n-1)} \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow \text{On suppose : } 2h + g = 65$$

$$64 n^2 - (64 + 2H + l_0) \times n + 2H \dots \dots \dots (2)$$

1.1. Pour la 1^{ère} volée

$$H = 3.74 - 1.53 = 2.21 \text{ m} ; l_0 = 3.3 \text{ m} ; l_p = 1.6 \text{ m}$$

on remplace dans (2) et on obtient :

$$64 n^2 - (64 + 2 \times 221 + 330) \times n + 2 \times 221 = 64 n^2 - 836 n + 442 = 0$$

On opte $\sqrt{\Delta} = 765.33$; après les calculs on trouve : $\begin{cases} n = 13 \\ n - 1 = 12 \end{cases}$

Donc on remplace dans (h) ET (g) on trouve: $\begin{cases} h = 221/13 = 17 \text{ cm} \\ g = 330/12 = 28 \text{ cm} \end{cases}$

$59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 28 = 62 \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots$ la condition est vérifiée.

• **Angle de raccordement (α)**

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1} \left(\frac{221}{330}\right) = 33.81^\circ$$

• **épaisseur de la palisse**

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \text{ Avec : } L = L_p + L_v = 5.57 \text{ m} \Rightarrow L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 3.97 \text{ m}$$

$$18.56 \text{ cm} < e < 27.85 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } e = 19 \text{ cm}$$

1.2. Pour la 2^{ème} volée

$$H = 1.53 \text{ m} ; l_0 = 2.4 \text{ m} ; l_p = 1.6 \text{ m}$$

on remplace dans (2) et on obtient :

$$64 n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240) \times n + 2 \times 153 = 64 n^2 - 610 n + 306 = 0$$

On opte $\sqrt{\Delta} = 542$; après les calculs on trouve : $\begin{cases} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases}$

Donc on remplace dans (h) ET (g) on trouve: $\begin{cases} h = 153/9 = 17 \text{ cm} \\ g = 240/8 = 30 \text{ cm} \end{cases}$

$59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 = 64 \leq 65 \text{ cm} \dots \dots \dots$ la condition est vérifiée.

- Angle de raccordement (α)

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{H}{L_0}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{153}{240}\right) = 32.51^\circ$$

- épaisseur de la palisse

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \quad \text{Avec : } L = L_{p1} + L_{p2} + L_v = 5.44 \text{ m} \Rightarrow L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2.84$$

$$18.13 \text{ cm} < e < 27.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } e = 19 \text{ cm}$$

Les dimensions de l'escalier du RDC sont décrites dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.2 Dimensions de l'escalier du RDC (volée 1 et 2).

	H (m)	h (cm)	N	g (cm)	α (°)	L ₀ (cm)	e (cm)
Volée 1	2.21	17	13	28	33.81	330	19
Volée2	1.53	17	9	30	32.51	240	19

2. Escalier droit à deux volées coulé sur place (d'étages courants)

Remarque :

Les deux volées ont le même pré dimensionnement avec la 2^{ème} volée du l'escalier de RDC qu'on a calculés avant.

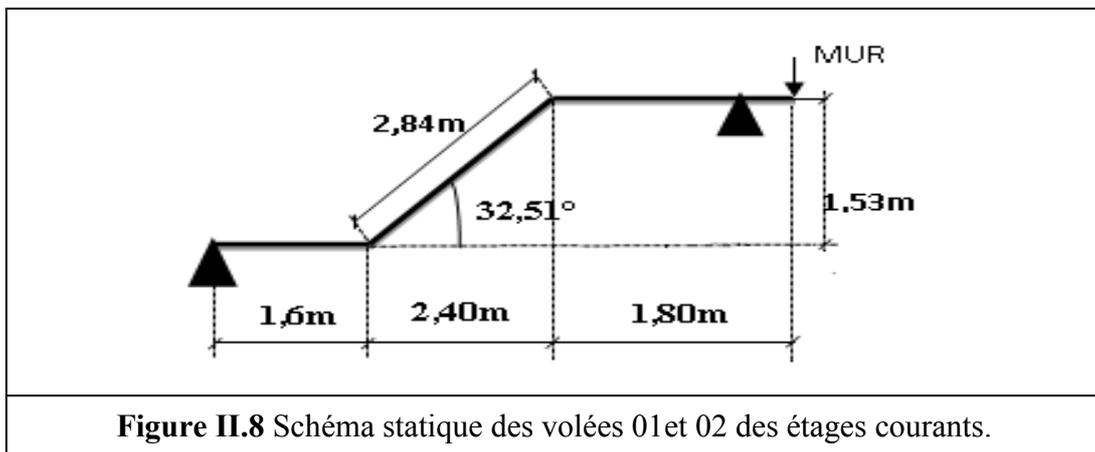


Figure II.8 Schéma statique des volées 01 et 02 des étages courants.

De même méthode on obtient les dimensions de l'escalier étage courant dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3 Dimensions de l'escalier d'étages courants (volée 1 et 2).

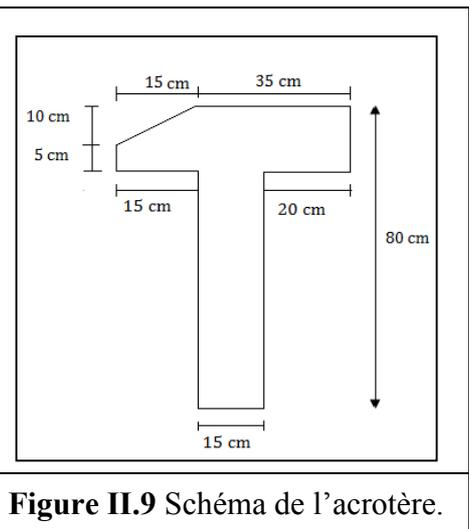
	H (m)	h (cm)	N	g (cm)	α (°)	L ₀ (cm)	e (cm)
Volée 1	1.53	17	9	30	32.51	240	19
Volée2	1.53	17	9	30	32.51	240	19

II.1.3. 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 mentionnées dans le plan d'architecture.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0.1650	25	4.125
Enduit de ciment intérieur	2	0.016	20	0.32
Enduit de ciment extérieur	15	0.012	20	0.24
Charge permanente totale	G = 4.685 KN/ml			
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/ml			

Tableau II.4 Evaluation de la charge de l'acrotère.

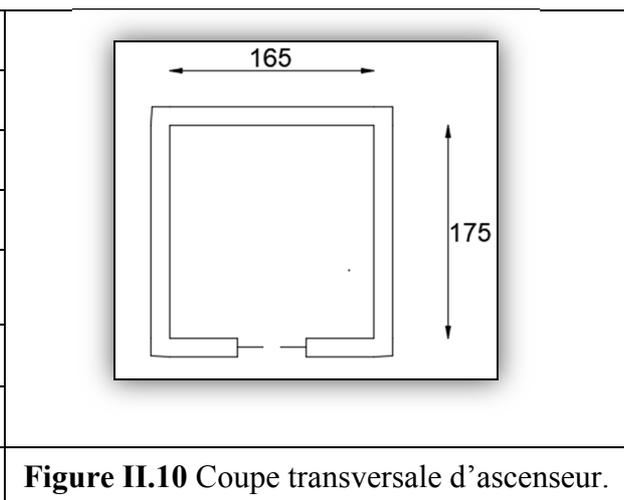


II.1.4. L'ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Puissance de l'ascenseur	W = 6.8 KW
Charge due à l'ascenseur	P _m = 15 KN
Charge due à la cuvette	F _c = 145 KN
Charge due à la salle des machines	D _m = 51 KN
La charge nominale	P _{personnes} = 6.3 KN
La vitesse de levage	V = 1 m/s
g = D _m + P _m + P _{personnes}	g = 72.3 KN

Tableau II.5 Les caractéristiques de l'ascenseur.



II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.2.1. Les poutres

1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leurs hauteur est donnée selon la condition de la flèche suivante du CBA93: $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max}: La distance maximale entre nus d'appuis, dans le sens considéré. Si on suppose des poteaux de (30×30) cm², on obtient :

$L_{max} = 5.45 - 0,3 = 5.15m$ D'où: $34.33 cm \leq h \leq 51.5 cm$

On adopte pour une section rectangulaire (b × h) = (30 x 40) cm²

- La vérification du *RPA 99 version 2003 (Art. 7.5.1)*

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} , & b = 30 \text{ cm} & \Rightarrow & (\text{condition vérifiée}). \\ h \geq 30 \text{ cm} , & h = 40 \text{ cm} & \Rightarrow & (\text{condition vérifiée}) \\ \frac{h}{b} \leq 4 , & \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 & \Rightarrow & (\text{condition vérifiée}). \end{cases}$$

2. Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{max} = 4.7 - 0.3 = 4.4 \text{ m} \quad \text{D'où :} \quad 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

• **La vérification du RPA 99 version 2003 (Art. 7.5.1)**

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} ; & b = 30 \text{ cm} & \Rightarrow & (\text{condition vérifiée}). \\ h \geq 30 \text{ cm} ; & h = 35 \text{ cm} & \Rightarrow & (\text{condition vérifiée}). \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow & \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 & \Rightarrow & (\text{condition vérifiée}). \end{cases}$$

II.2.2. Les poteaux

Pour le pré-dimensionnement des poteaux on utilisera un calcul basé sur la descente de charge qui pour but l'évaluation des actions de charges permanentes et d'exploitations, c'est pourquoi le pré-dimensionnement des poteaux se fait sous l'effet de l'effort normal ultime de compression. On fixera les dimensions des poteaux suivants :

Tableau II.6 La section des poteaux.

Etages	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}
Section (b×h) cm ²	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30

Il reste à vérifier les conditions suivantes selon :

✓ **BAEL91/99** \Rightarrow { l'ELU de résistance.
l'ELU de stabilité de forme (flambement).

✓ **Les exigences du RPA99/2003 (Art 7.4.1)** \Rightarrow Bejaia zone IIa: $\begin{cases} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq h_e/20 \\ 1/4 \leq (h/b) \leq 4 \end{cases}$

II.2.3. Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liés entre eux par des planchers. Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$e = \max\left(\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm}\right)$$

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm} & \Rightarrow (\text{RPA99/2003}) \\ e \geq h_e/20 & \Rightarrow (\text{BAEL91/99}) \\ L \geq 4 \times e \end{cases}$$

Avec :

- h_e : Hauteur libre de l'étage.
- h_p : Hauteur totale de la poutre.
- e : Epaisseur du voile.
- L : Longueur du voile.

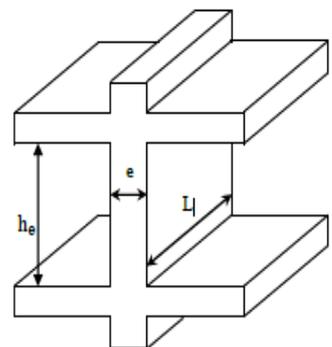


Figure II.11 Coupe transversale d'un voile.

On a la formule suivante : $h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$

$$\begin{cases} \text{Pour le RDC} & \Rightarrow h_e = 3.74 - 0.40 = 3.34 \text{ m} \\ \text{Pour les étages courants} & \Rightarrow h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m} \end{cases}$$

Soit : $e \geq \max (h_e / 20 ; 15 \text{ cm})$

$$\begin{cases} e \geq \max (16.7 ; 15 \text{ cm}) & \Rightarrow \text{on fixe } e = 20 \text{ cm} \text{ Pour le RDC.} \\ e \geq \max (13.3 ; 15 \text{ cm}) & \Rightarrow \text{on fixe } e = 15 \text{ cm} \text{ Pour les étages courants.} \end{cases}$$

$$L \geq 4 \times e \Rightarrow L = 80 \text{ cm}$$

Après le dimensionnement préliminaire conclu des différents éléments de l'ouvrage on passe à l'évaluation des charges verticales ramenées par les éléments secondaires et ensuite la descente de charge du poteau le plus sollicité.

Les sections prises vont être soumises aux différents vérifications (compression simple et le flambement). Après s'être effectué l'évaluation de chargement

II.3. Evaluation des charges et surcharges

II.3.1. Plancher à corps creux

1. Terrasse inaccessible

Tableau II.7 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.04	0.10
Forme de pente	0.05	2.20
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.015	0.15
La charge permanente	G = 6.42 KN/m ²	
La charge d'exploitation	Q = 1 KN/m ²	

2. Plancher étage courant

Tableau II.8 Evaluation des charges du plancher étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Cloisons de séparation	0.10	1
La charge permanente	G = 5.21 KN/m ²	
La charge d'exploitation (étages courants)	Q = 1.5 KN/m ²	
La charge d'exploitation (1 ^{er} étage)	Q _{service} = 2.5 KN/m ²	
La charge d'exploitation (RDC)	Q _{commerce} = 5 KN/m ²	

II.3.2. Dalle pleine (balcon)

Tableau II.9 Evaluation des charges sur les balcons.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine e=15cm	0.15	3.75
Enduit de plâtre	0.02	0.20
Cloisons de séparation	0.10	1
La charge permanente	G = 6.11 KN/m ²	
La charge d'exploitation	Q = 3.5 KN/m ²	
La charge d'exploitation pour planchers	Q = 2.5 KN/m ²	

II.3.3. Les escaliers

1. Palier

Tableau II.10 Evaluation des charges du palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine de palier (e =19cm)	0.19	4.75
Enduit au mortier de ciment	0.02	0.20
La charge permanente	G = 6.11 KN/m ²	
La charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/m ²	

2. La première volée du RDC

Tableau II.11 Evaluation des charges de la volée (01).

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Poids de la paillasse	0.19/cos (33.81)	5.71
Poids des marches	0.17/2	1.87
Revêtement horizontale	0.02	0.40
Mortier horizontale	0.02	0.40
Revêtement verticale	0.013	0.23
Mortier verticale	0.02	0.36
Enduit en plâtre	0.02/cos (33.81)	0.24
La charge permanente	G = 9.2 KN/m ²	
La charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/m ²	

3. La deuxième volée

Tableau II.12 Evaluation des charges de la volée (2).

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Poids de la paillasse	0.19/cos (32.51)	5.63
Poids des marches	0.17/2	1.87
Revêtement horizontale	0.02	0.40
Mortier horizontale	0.02	0.40
Revêtement verticale	0.013	0.23
Mortier verticale	0.02	0.36
Enduit en plâtre	0.02/cos (32.51)	0.23
La charge permanente	G = 9.12 KN/m ²	
La charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/m ²	

II.3.4. Mur double cloison

Tableau II.13 Evaluation des charges des murs à double cloison.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	0.40
Brique creuse	0.15	1.30
Ame d'aire	0.05	/
Brique creuse	0.10	0.9
Enduit de plâtre	0.02	0.20
La charge permanente	G = 2.8 KN/m ²	

II.4. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente. Pour notre projet on opte le poteau (B2).

II.4.1. Calcul de la surface afférent

La surface afférente du plancher sous G:

$$S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$\begin{cases} S_1 = (2.58 \times 2.1) = 5.418 \text{ m}^2 \\ S_2 = (2.58 \times 1.5) = 3.87 \text{ m}^2 \\ S_3 = (2.5 \times 2.1) = 5.25 \text{ m}^2 \\ S_4 = (2.5 \times 1.5) = 3.75 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$S_{\text{afférente}} = 18.288 \text{ m}^2$$

La surface afférente totale sous Q:

$$S_T = (2.1 + 0.3 + 1.5) \times (2.5 + 0.3 + 2.58)$$

$$S_{\text{afférente total}} = 20.982 \text{ m}^2$$

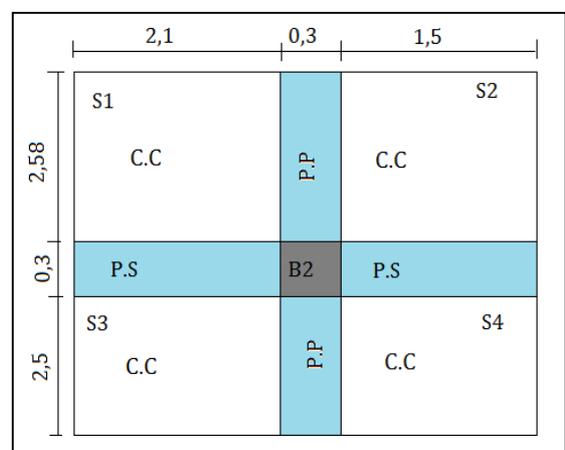


Figure II.12 La descente de charge du poteau B2.

Les charges transmises au poteau B2 qui est le plus sollicité sont comme suit :

II.4.2. Calcul de poids propre G

1. Les poutres

Tableau II.14 Les charges de la poutre.

Poutre	La longueur de la poutre L_p (m)	$G_p = \gamma_b \times h \times b \times L_p$	Poids propre de la poutre (KN)
Poutre principale	$L_{pp} = 2.58 + 2.5 = 5.08$ m	$G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 5.08$	15.24
Poutre secondaire	$L_{ps} = 2.1 + 1.5 = 3.6$ m	$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.6$	9.45
Le poids total	$L_p = L_{pp} + L_{ps}$	$G_p = G_{pp} + G_{ps}$	24.69

2. Les poteaux

Tableau II.15 les charges du poteau.

Poteaux	$G_0 = \gamma_b \times b \times h \times H$	Poids propre du poteau (KN)
RDC (50×50)	$G_0 = 25 \times 0.5 \times 0.5 \times 3.74$	23.38
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage (45×45)	$G_0 = 25 \times 0.45 \times 0.45 \times 3.06$	15.49
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage (40×40)	$G_0 = 25 \times 0.4 \times 0.4 \times 3.06$	12.24
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage (35×35)	$G_0 = 25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06$	9.37
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage (30×30)	$G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.06$	6.88

3. Le mur à double cloison au niveau du RDC

$$G_{mur} = 2.8 \times [(2.58 \times (3.74 - 0.4)) + (2.5 \times (3.74 - 0.4))] = 47.51 \text{ KN}$$

4. Planchers terrasse inaccessible

$$G_{TI} = G_{CC} \times S_{afférente} = 6.42 \times 18.288 = 117.40 \text{ KN}$$

$$Q_{TI} = Q_{CC} \times S_{afférente} = 1 \times 20.982 = 20.982 \text{ KN}$$

5. Planchers étage courant

$$G = G_{CC} \times S_{afférente} = 5.21 \times 18.288 = 95.28 \text{ KN}$$

$$Q_{étage (2 \text{ à } 8)} = Q_{CC} \times S_{afférente} = 1.5 \times 20.982 = 31.47 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC} = Q_{commerce} \times S_{afférente} = 5 \times 20.982 = 105.91 \text{ KN}$$

$$Q_{1^{er} \text{ étage}} = Q_{service} \times S_{afférente} = 2.5 \times 20.982 = 52.45 \text{ KN}$$

II.4.3. La loi de dégression

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

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

La charge d'exploitation Q à chaque niveau est déterminée comme suit :

8^{ème} étage $\rightarrow Q_0 = 20.982 \text{ KN}$

7^{ème} étage $\rightarrow Q_0 + Q_1 = 20,982 + 31,47 = 52,45 \text{ KN}$

6^{ème} étage $\rightarrow Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 20,982 + 0,95(2 \times 31,47) = 80,775 \text{ KN}$

5^{ème} étage $\rightarrow Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 20.982 + 0,9(3 \times 31.47) = 105,95 \text{ KN}$

4^{ème} étage $\rightarrow Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 20,982 + 0,85(4 \times 31,47) = 127,98 \text{ KN}$

3^{ème} étage $\rightarrow Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 20,982 + 0,8(5 \times 31,47) = 146,86 \text{ KN}$

2^{ème} étage $\rightarrow Q_0 + 0,75(6 \times Q_1) = 20,982 + 0,75(6 \times 31,47) = 162,6 \text{ KN}$

1^{er} étage $\rightarrow Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + (Q_7 - 1)) + 1 = 20.982 + 0,714(6 \times 31,47 + (52,45 - 1)) + 1 = 193,53 \text{ KN} = Q'$
 RDC $\rightarrow Q' + Q_8 = 193,53 + 105,91 = 299,44 \text{ KN}$

Les valeurs de la descente de charge sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.16 Tableau de la descente de charge du poteau B2.

Etage	Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)
Etage 8	N9	Plancher terrasse inaccessible	117.40	$Q_0 = 20.982$	
		Poutres	24.69		
		Poteaux (30×30)	6.88		
		La somme	148.97		
Etage 7	N8	Venant de N9	148.97	$Q_0 + Q_1$ $Q_1 = 31.47$	
		Planchers étage courant	95.28		
		Poutres	24.69		
		Poteaux (30×30)	6.88		
La somme	275.82	52.45	451.03		
Etage 6	N7	Venant de N8	275.82	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	
		Planchers étage courant	95.28		
		Poutres	24.69		
		Poteaux (35×35)	9.37		
La somme	405.16	80.775	668.13		
Etage 5	N6	Venant de N7	405.16	$Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	
		Planchers étage courant	95.28		
		Poutres	24.69		
		Poteaux (35×35)	9.37		
La somme	534.5	105.95	880.5		
Etage 4	N5	Venant de N6	534.5	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	
		Planchers étage courant	95.28		
		Poutres	24.69		
		Poteaux (40×40)	12.24		
La somme	666.71	127.98	1092.03		
Etage 3	N4	Venant de N5	666.71	$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	
		Planchers étage courant	95.28		
		Poutres	24.69		
		Poteaux (40×40)	12.24		
La somme	798.92	146.86	1298.83		
Etage 2	N3	Venant de N4	798.92	$Q_0 + 0.75 (6 \times Q_1)$	
		Planchers étage courant	95.28		
		Poutres	24.69		
		Poteaux (45×45)	15.49		
La somme	934.38	162.6	1505.31		
Etage 1	N2	Venant de N3	934.38	Q'	
		Planchers étage courant	95.28		
		Poutres	24.69		
		Poteaux (45×45)	15.49		
La somme	1069.84	193.53	1734.58		

RDC	N1	Venant de N2	1069.84	Q'+Q ₈	2151.10
		Planchers étage courant	95.28		
		Poutres	24.69		
		Poteaux (50×50)	23.38		
		Mur double cloison	47.51		
La somme		1260.7	299.44		

II.5. Les vérifications nécessaires

II.5.1. Vérification à la compression simple du poteau B2

Selon le **BAEL91/99** la condition à vérifier est la suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = f_{bu} \quad \text{Avec :} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{ MPA} \quad [\text{BAEL91/99}]$$

L'effort N est majoré de :

- ✓ **10%** pour des poteaux voisins de rive dans le cas d'un bâtiment comporte au moins trois travées. [**CBA93 (art B.8.3.11)**]
- ✓ **15%** pour des poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment comporte deux travées uniquement. [**CBA93 (art B.8.3.11)**]

Avec :

- ✓ **Nu*** : l'effort normal majoré.
- ✓ **B** : la section du poteau

Dans notre cas on majore l'effort normal de compression ultime **Nu** de **10%** tel que :

$$N^* = 1.10 \times N_u = 1.10 \times (1.35G + 1.5Q)$$

Après les calculs on trouve à la base :

$$N^* = (1.35 \times 1260.7 + 1.5 \times 299.44) = 2151.10 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } N_u^* = 1.10 \times 2151.10 = 2366.21 \text{ KN}$$

$$B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2 \geq \frac{2366.21 \times 10^{-3}}{14.2} = 0,166 \text{ m}^2 \quad \text{donc la condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = f_{bu} \quad [\text{BAEL91/99}]$$

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

Tableau II.17 Vérification du critère de résistance.

Niveaux	$Nu^* \times 10^{-3}$ (MN)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2 \text{ MPA}$
8 ^{ème} (30×30)	255.84×10 ⁻³	0.09	2.842	Vérifiée
7 ^{ème} (30×30)	496.13×10 ⁻³	0.09	5.512	Vérifiée
6 ^{ème} (35×35)	734.94×10 ⁻³	0.1225	5.999	Vérifiée
5 ^{ème} (35×35)	968.55×10 ⁻³	0.1225	7.906	Vérifiée
4 ^{ème} (40×40)	1201.23×10 ⁻³	0.16	7.507	Vérifiée
3 ^{ème} (40×40)	1428.71×10 ⁻³	0.16	8.929	Vérifiée
2 ^{ème} (45×45)	1655.84×10 ⁻³	0.2025	8.176	Vérifiée
1 ^{er} (45×45)	1908.04×10 ⁻³	0.2025	9.422	Vérifiée
RDC (50×50)	2366.21×10 ⁻³	0.25	9.464	Vérifiée

II.5.2. Vérification au flambement

D'après BAEL91 (Art .8.4.1), L'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

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

Avec :

- ✓ B_r : Section réduite du béton.
- ✓ A_s : Section des armatures.
- ✓ $\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité de béton.
- ✓ $\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité des aciers.
- ✓ α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

On calcul l'élanement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement d'où : $l_f = 0.7 \times l_0$ (l_0 : Longueur du poteau).

i : Rayon de giration d'où : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$

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

$0.8 \% B_r \leq A_s \leq 1.2 \% B_r$ On prend : $A_s = 1 \% B_r$

$$B_r^{adop} \geq B_r^{cal} = \frac{Nu^*}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0.9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))} \Rightarrow B_r^{adopt} = (a - 2) \times (b - 2)$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_r^{cal}$

Exemple de vérification vis-à-vis du flambement (poteau du RDC (50×50) m²)

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (3.74 - 0.35) = 2.373 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{(0.5 \times 0.5^3)/12}{(0.5 \times 0.5)}} = 0.1443 \Rightarrow \lambda = \frac{2.373}{0.1443} = 16.44 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(16.44/35)^2} = 0.8139$$

$$B_r \geq \frac{2366.21 \times 10^{-3}}{0.814 \times \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15}\right)} = 0.064 \text{ m}^2 \Rightarrow B_r^{adop} = (0.5 - 2) \times (0.5 - 2) = 0.2304 \text{ m}^2$$

On constate que : $B_r = 0.2304 \text{ m}^2 \geq B_r^{cal} = 0.064 \text{ m}^2$

Remarque : la condition est vérifiée donc pas de risque de flambement.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.18 Vérifications des poteaux au flambement.

niveaux	$Nu^* (KN)$	$l_0(m)$	$L_f (m)$	$i(m)$	λ	α	$B_r^{adop} (m^2)$	$B_r^{cal} (m^2)$	observation $B_r \geq B_r^{cal}$
8 ^{ème} (30×30)	255.84	2.71	1.897	0.086	22.058	0.7874	0.0784	0.0147	vérifiée
7 ^{ème} (30×30)	496.13	2.71	1.897	0.086	22.058	0.7874	0.0784	0.0286	vérifiée
6 ^{ème} (35×35)	734.94	2.71	1.897	0.101	18.782	0.8037	0.1089	0.0415	vérifiée
5 ^{ème} (35×35)	968.55	2.71	1.897	0.101	18.782	0.8037	0.1089	0.0547	vérifiée
4 ^{ème} (40×40)	1201.23	2.71	1.897	0.115	16.495	0.8138	0.1444	0.0671	vérifiée
3 ^{ème} (40×40)	1428.71	2.71	1.897	0.115	16.495	0.8138	0.1444	0.0798	vérifiée

2 ^{ème} (45×45)	1655.84	2.71	1.897	0.130	14.592	0.8214	0.1849	0.0916	vérifiée
1 ^{er} (45×45)	1908.04	2.71	1.897	0.130	14.592	0.8214	0.1849	0.1056	vérifiée
RDC (50×50)	2366.21	3.39	2.373	0.144	16.479	0.8139	0.2304	0.1321	vérifiée

Remarque : on remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

II.5.3. Vérification vis-à-vis du RPA 99/Version 2003

Tableau II.19 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour le poteau B2.

poteaux	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)	(30×30)	Observation
$\min(b; h) \geq 25$	50	45	40	35	30	vérifiée
$\min(b; h) \geq h_e/20$	17.7	14.30	14.30	14.30	14.30	vérifiée
$0.25 < b/h < 4$	1	1	1	1	1	vérifiée

COCLUSION

Une fois la conception est faite, c'est-à-dire la disposition des éléments porteurs verticaux et horizontaux étant choisie, on a fixés leurs dimensions. Chaque élément a dimensionné, vis-à-vis des conditions de résistance et de déformation.

Les conditions sont vérifiées, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- ✓ Plancher à corps creux (16 + 4) cm.
- ✓ Dalle pleine (les balcons) $e = 15 \text{ cm}$
- ✓ Epaisseur des paillasse et les volées $\{e = 19 \text{ cm}$ (escalier droit à deux volées).
- ✓ Epaisseur des Voiles $\begin{cases} e = 20 \text{ cm pour tout le RDC.} \\ e = 15 \text{ cm pour les étages courants.} \end{cases}$
- ✓ Poutres Principales (30×40) cm².
- ✓ Poutres Secondaires (30×35) cm².
- ✓ Poutre de chainage (30×35) cm².
- ✓ Poteaux : leurs dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.20 Dimensions conclus des poteaux.

Niveaux	RDC	Étage 1 et 2	Étage 3 et 4	Étage 5 et 6	Étage 7 et 8
Dimensions	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30

Chapitre III :
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

INTRODUCTION

L'objectif de ce présent chapitre est l'étude des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques à savoir : les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur. L'étude se fait suivant le calcul des sollicitations les plus défavorables puis la détermination de la section d'acier pour reprendre les charges en respectant la réglementation (BAEL91 ; RPA99/2003 ; CBA93).

III.1. Etude planchers à corps creux

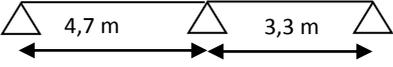
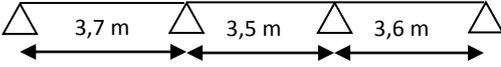
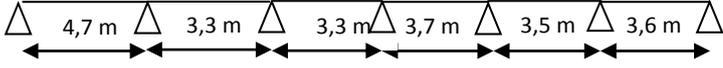
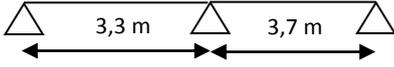
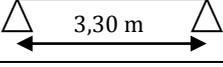
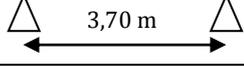
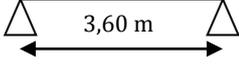
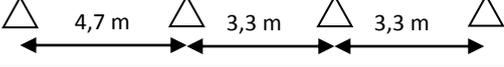
Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis et d'une dalle de compression et, il prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courants (à faible surcharge d'exploitation $\leq 5\text{KN/m}^2$), son rôle est d'assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et phonique.

III.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales. Sont calculées en flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q).

1. Différents types de poutrelles (16+4)

Tableau III.1 Les différents types de poutrelles.

Types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	
Type 7	
Type 8	
Type 9	

Les différents types de poutrelles pour chaque niveau sont représentés comme suit :

1^{er} étage (service bureau) → types 1, 2 et 3

Etages courants (habitation) → types 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 et 9

2. Méthodes de calcul

Pour le calcul des sollicitations sur les poutrelles on applique deux méthodes qui sont :

- ✓ Méthode Forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

2.1. Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

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

- 1) Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5KN/m^2)$.
- 2) Le rapport des portées successives (L_i/L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
- 3) Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
- 4) La fissuration est peu nuisible (F.P.N).

Remarque :

Si la première condition n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot (plancher à surcharge élevées).

Si l'une des trois autres conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

• **Principe de la méthode forfaitaire**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et sur appuis à des fonctions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 .

Avec :

- L_i : Portée de la travée.
- q : La charge répartie à l'état limite considéré.
- M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.
- M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- M_t : Moment en travée de la travée considérée.

• **Calcul des moments en travées**

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

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} (1 + 0.3\alpha)M_0 \\ (1.05)M_0 \end{matrix} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2} \Rightarrow \text{pour la travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2} \Rightarrow \text{pour la travée intermédiaire.} \end{cases} \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $\alpha = \frac{q}{G+Q}$ et $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$

• **Calcul des moments sur appuis**

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

- **0.6 M_0** : Pour une poutre à deux travées.
- **0.5 M_0** : Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux (02) travées.
- **0.4 M_0** : Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois (03) travées.

Remarque :

Les moments au niveau des appuis de rive sont nuls, mais seulement le BAEL91/99 exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif uniquement pour le ferrillage tel que ($M = -0,15 M_0$).

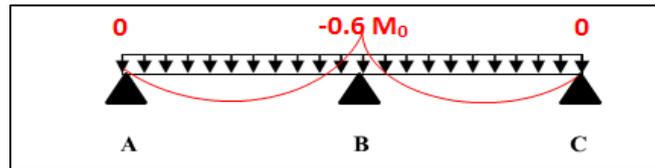


Figure III.1 Diagramme des moments (cas d'une poutre à deux 02 travées).

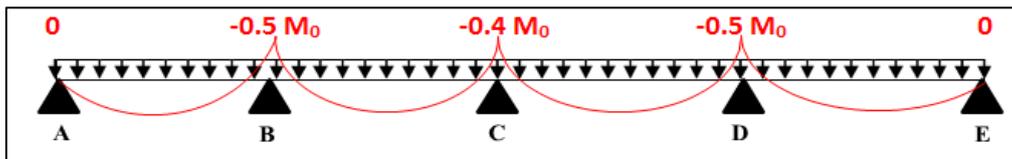


Figure III.2 Diagramme des moments (cas d'une poutre à plus de deux travées).

• **Evaluation des efforts tranchants**

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

- { 15% \Rightarrow pour une poutre à deux travées.
- { 10% \Rightarrow pour une poutre à plus de deux travées.

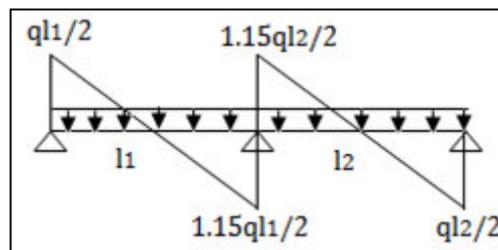


Figure III.3 Diagramme des efforts tranchants (Cas d'une poutre à deux travées).

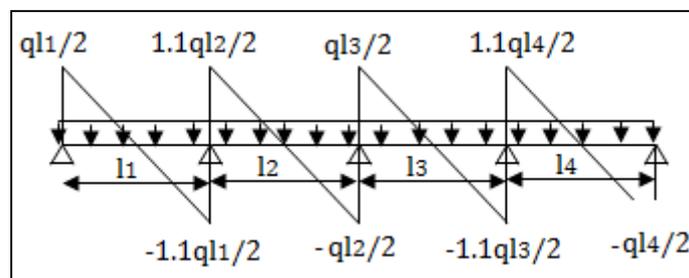


Figure III.4 Diagramme des moments (cas d'une poutre à plus de deux travées).

2.2. Méthode de Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

• **Principe de la méthode Caquot**

Cet méthode compte de la variation du moment d’inertie due aux variation de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appuis et en augmentant proportionnellement ceux en travée.

• **Evaluation des moments en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \dots \dots \dots (3)$$

M₀(x) : le moment dans une travée isostatique de référence correspondant au cas de

chargement étudié, tel que : $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \dots \dots \dots (4)$

Avec : $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

• **Evaluation des moments sur appuis**

Le moment au niveau de l’appui intermédiaire (**i**) dans le cas d’un chargement répartie est

donné par : $M_i = - \frac{(q_g \times l'_g + q_d \times l'_d)}{8,5(l'_g + l'_d)} \dots \dots \dots (5)$

Tel que : $\begin{cases} l'_g \text{ et } l'_d \rightarrow \text{Longeurs fictives.} \\ q_g \text{ et } q_d \rightarrow \text{Chargement a gauche et droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$l' = \begin{cases} 0.8 L & \text{Travée intermédiaire} \\ L & \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **Evaluation de l’effort tranchant à l’appui (i)**

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \dots \dots \dots (6)$$

Remarque :

Si l’une des trois conditions **b**, **c** et **d** de la méthode forfaitaire n’est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente **G** du plancher par : **G’ = 2/3G**

3. Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est définit dans le tableau suivant :

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

Types de poutrelles	Conditions d’application de la méthode forfaitaire	Méthode de calcul adoptée
1, 3 et 8	$\frac{L_i}{L_{i+1}} \notin [0.8 ; 1.25]$ Non Vérifiées	Caquot minorée
2 et 4	$\begin{cases} Q^{\max} = 5\text{KN} \leq \min(5 \text{ KN/m}^2 ; 2G) \\ 0,8 \leq \left(\frac{L_i}{L_{i+1}}\right) \leq 1,25 \\ \text{F. P. N et I = constant} \end{cases}$	Vérifiée forfaitaire
5, 6 et 7	Poutrelles isostatiques	RDM

4. Calcul des charges revenant aux poutrelles

À l’ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $P_u = b q_u$

À l’ELS : $q_s = G + Q$; $P_s = b q_s$

Tableau III.3 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	p _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	p _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.42	1	10.17	6.61	7.42	4.82
Plancher de 2 ^{ème} au 8 ^{ème}	5.21	1.5	9.28	6.03	6.71	4.36
Planchers de 1 ^{er} étage	5.21	2.5	10.78	7.01	7.71	5.01

5. Calcul des sollicitations maximales

On prendra la poutrelle **type 4** du plancher étage courant du 2^{ème} au 8^{ème} étage d'habitation comme exemple de calcul avec la méthode forfaitaire et les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés dans des tableaux.

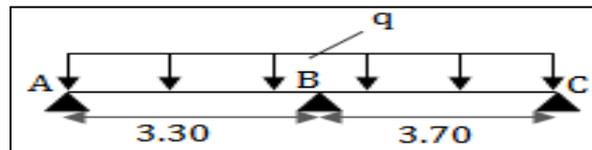


Figure III.5 Schémas statiques de la poutrelle de type 4.

5.1. Calcul des moments

- Moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) \Rightarrow \begin{cases} M_0^{AB} = 8.20 \text{ KN.m} \\ M_0^{BC} = 10.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments aux appuis

- Appui de rive

$$M_0^{max} = \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = M_0^{BC} \Rightarrow \begin{cases} \text{à l'ELU : } M_0^{max} = 10.32 \text{ KN.m} \\ \text{à l'ELS : } M_0^{max} = 7.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_a^{rive} = -0.15 M_0^{max} \Rightarrow \begin{cases} \text{à l'ELU : } M_A^u = M_C^u = -1.55 \text{ KN.m} \\ \text{à l'ELS : } M_A^s = M_C^s = -1.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Appui intermédiaire

$$M_a^{inter} = -0.6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{à l'ELU : } M_B^u = M_B^u = -6.19 \text{ KN.m} \\ \text{à l'ELS : } M_B^s = M_B^s = -4.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.21} = 0.224 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.067 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.634 \end{cases}$$

- Travée AB

$$M_t = \max \begin{cases} M_t + \frac{0 + M_B}{2} \geq (1.067)M_0^{AB} \\ M_t \geq (0.634)M_0^{AB} \end{cases} \Rightarrow M_t = (1) : \begin{cases} \text{à l'ELU : } M_{tAB}^u = 5.66 \text{ KN.m} \\ \text{à l'ELS : } M_{tAB}^s = 4.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Travée BC

$$M_t = \max \begin{cases} M_t + \frac{M_B + 0}{2} \geq (1.067)M_0^{BC} \\ M_t \geq (0.634)M_0^{BC} \end{cases} \Rightarrow M_t = (1) : \begin{cases} \text{à l'ELU : } M_{tBC}^u = 7.91 \text{ KN.m} \\ \text{à l'ELS : } M_{tBC}^s = 5.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

5.2. Evaluation des efforts tranchants

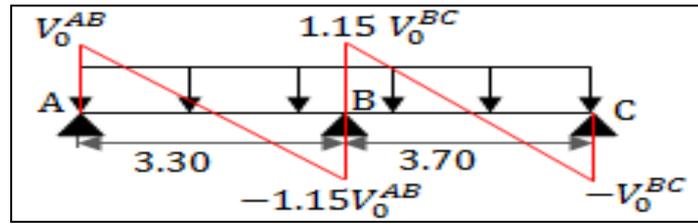


Figure III.6 Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à deux travées.

On a : $V_0 = \frac{q \times l_i}{2}$: Effort tranchant isostatique.

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = q \times \frac{l}{2} = 9.94 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 \times q \times \frac{l}{2} = -11.44 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 1.15 \times q \times \frac{l}{2} = 12.82 \text{ KN} \\ V_C = -q \times \frac{l}{2} = -11.15 \text{ KN} \end{cases}$$

6. Les sollicitations pour chaque type de poutrelle

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 ci-dessous :

Tableau III.4 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

Type	M_a^{rive} (KN.m)		M_a^{inter} (KN.m)		M_t (KN.m)		Effort tranchant V_u (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	-2.737	-1.998	-9.724	-7.054	13.711	10.024	13.855
2	-1.696	-1.238	-5.655	-4.127	9.048	6.602	12.227
3	-2.737	-1.998	-9.268	-6.723	13.909	10.168	13.559

Tableau III.5 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles des étages courant du 2^{ème} aux 8^{ème} étage.

Type	M_a^{rive} (KN.m)		M_a^{inter} (KN.m)		M_t (KN.m)		Effort tranchant V_u (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	-2.499	-1.806	-9.269	-6.645	12.349	8.951	12.208
2	-1.549	-1.12	-5.163	-3.732	8.438	6.1	11.94
3	-2.499	-1.806	-8.835	-6.333	12.537	9.086	12.3
4	-1.55	-1.12	-6.19	-4.48	7.91	5.72	12.82
5	-1.232	-0.891	-1.232	-0.891	8.214	5.938	9.956
6	-1.549	-1.119	-1.549	-1.119	10.326	7.464	11.163
7	-1.466	-1.06	-1.466	-1.06	9.775	7.066	10.86
8	-2.499	-1.806	-8.835	-6.333	12.537	9.086	12.3

Tableau III.6 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du 1^{er} étage.

Type	M_a^{rive} (KN.m)		M_a^{inter} (KN.m)		M_t (KN.m)		Effort tranchant V_u (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	-2.903	-2.076	-11.273	-7.981	14.127	10.137	14.102
2	-1.799	-1.286	-5.997	-4.289	10.161	7.266	12.967
3	-2.903	-2.076	-10.745	-7.607	14.35	10.297	14.432

7. Ferrailage des poutrelles

7.1. Ferrailage longitudinal

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferrillées à la flexion simple en fonction des sollicitations maximales.

Tableau III.7 Sollicitations maximales optées pour le ferrailage des poutrelles.

Niveaux	Sollicitations les plus défavorables							
	M_a^{rive} (KN.m)		M_a^{inter} (KN.m)		M_t (KN.m)		Effort tranchant V_u (KN)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU+	ELU-
Terrasse inaccessible	-2.737	-1.998	-9.724	-7.054	13.711	10.024	13.855	-17.61
2 ^{eme} au 8 ^{eme} étage	-2.499	-1.806	-9.269	-6.645	12.349	8.951	12.208	-16.15
1 ^{er} étage (Type 01)	-2.903	-2.076	-11.273	-7.981	14.127	10.137	14.102	-18.87

Exemple de calcul (type 01 plancher de 1^{er} étage (service bureau))

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont:

b = 65 cm	h = 20 cm	b ₀ = 10 cm	h ₀ = 4cm	d = 18cm	f _e = 400 Mpa	f _{c28} = 25 Mpa
-----------	-----------	------------------------	----------------------	----------	--------------------------	---------------------------

• **Ferrailage en travée**

Le calcul des armatures se fait pour une section en T à la flexion simple avec les sollicitations maximale à l'ELU.

Données :

$$ELU \begin{cases} M_t = 14.127 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -11.273 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2.903 \text{ KN.m} \\ V_u = 18.87 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t = 10.137 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -7.981 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -2.076 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment équilibré par la table de compression M_{Tu}**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$M_{Tu} = 59.079 \text{ KN.m} > M_{tu} = 14.127 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire (b×h).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.014127}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.0472 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc $A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa} \Rightarrow A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0472}] = 0.060$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.060) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{0.014127}{0.176 \times 348} = 2.306 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_t = 2.306 \text{ cm}^2$$

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

$$A_t^{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_t^{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 2.306 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{la Condition est vérifiée.}$$

• **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif ($M_u < 0$), ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

➤ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{11.273 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.245 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0.392 \\ \alpha_l = 0.668 \\ \epsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \\ \alpha = 0.357 \\ \epsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \times \frac{(1-\alpha)}{(\alpha)} = 1.80 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = 0.245 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec: } \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.357 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.154 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ MPa} \Rightarrow A_a^{inter} = 2.103 \text{ cm}^2$$

➤ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2.903 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.063 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.081 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.174 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2.903 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} \Rightarrow A_a^{rive} = 0.479 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_a^{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 2.103 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a^{min} = 0.22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0.479 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Choix des barres**

- En travée $\Rightarrow A = 2.306 \text{ cm}^2$ soit : 2HA12 + 1HA10 = 3.05 cm²
- En appui intermédiaire $\Rightarrow A = 2.103 \text{ cm}^2$ soit : 2HA12 = 2.26 cm²
- En appui de rive $\Rightarrow A = 0.479 \text{ cm}^2$ soit : 1HA10 = 0.79 cm²

7.2. Ferraillage transversal

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10; 5.71; 10) \text{ mm}$$

$$\text{On prend: } \phi_t = 6 \text{ mm D'où: } A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

8. Vérifications nécessaires

8.1. Vérifications à l'ELU

• **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = V_u^{max}/(b_0 \times d) = 18.87 \times 10^{-3}/(0.1 \times 0.18) = 1.048 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

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

• **Espacement (St)**

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent :

- 1) $St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$
- 2) $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$
- 3) $St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K)} \Rightarrow St \leq 119.21 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 1 \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right. \Rightarrow St = \min (St_1 ; St_2 ; St_3) = 12 \text{ cm}$$

• **Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u**

➤ **Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1.15}{400} \times 18.87 \times 10^{-3} \Rightarrow A_l^{min} \geq 0.54 \text{ cm}^2$$

Or : $A_l = 2HA12 + 1HA10 + 1HA10 = 3.05 \text{ cm}^2 > 0.54 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0.9 d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(18.87 \times 10^{-3} - \frac{11.273 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A_l = -1.46 \text{ cm}^2 < 0 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant le moment.

• **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec : } a = \min(0.9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

$$V_u = 18.87 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 \times 10^3 = 108.13 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ avec : } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

8.2. Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes.
- ✓ Vérification de la flèche.

• **Vérifications des contraintes**

➤ **En travée**

Position de l'axe neutre (H)

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -120.5 \text{ cm}^3 < 0 \Rightarrow \text{Section en T}$$

L'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T est :

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

Calcul de (y et I)

$$\frac{b_0}{2} y^2 + (15 \times A + (b - b_0) \times h_0) y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$5 y^2 + 265.75 y - 1263.5 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 309.66 \Rightarrow y = 4.379 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{65 \times (4.391)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(4.391 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.05(18 - 4.391)^2 \Rightarrow I = 10307 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.137 \times 10^{-3}}{10307 \times 10^{-8}} \times 4.379 \times 10^{-2} = 4.306$$

Donc: $\begin{cases} \sigma_{bc} = 4.306 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

➤ **En appui intermédiaire**

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = -394.6 \text{ cm}^3 < 0$$

$M_u < 0 \Rightarrow$ calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

Calcul de (y et I)

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Leftrightarrow 5 y^2 + 33.9 y - 610.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 115.56 \Rightarrow y = 8.16 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (8.16)^3}{3} + 15 \times 2.26(18 - 8.16)^2 = 5093.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.981 \times 10^{-3}}{5093.52 \times 10^{-8}} \times 8.16 \times 10^{-2}$$

Donc: $\begin{cases} \sigma_{bc} = 12.78 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$

• **Vérification de la flèche**

➤ **Conditions de la vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$l = 4.7 \text{ m} ; M_{0s} = 21.29 \text{ KN.m} ; M_{ts}/M_{0s} = 0.48 ; M_{ts} = 10.137 \text{ KN.m}$$

1) $h \geq \frac{M_{ts}}{10 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 22.4 \text{ cm} > 30.9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{la condition n'est pas vérifiée.}$

2) $A \leq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} \Leftrightarrow A = 3.05 \text{ cm}^2 > 1.62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{la condition n'est pas vérifiée.}$

3) $L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 4.7 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4700}{500} = 9.4 \text{ mm}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL91** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91/99}$$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de : $j = G - G'$

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0.48 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0.48 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0.48 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 4.488 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 2.455 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 6.642 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456.6 \text{ MPa} \end{cases}$$

Coefficients λ ; μ

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2.517 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.007 \end{cases} \quad \text{Avec : } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3.05}{10 \times 18} = 0.0169$$

Calcul des σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 88.971 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 48.669 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 131.664 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec : } \begin{cases} I = 10307 \text{ cm}^4 \\ y = 4.379 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0.54798801 \\ \mu_j = \max\left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0.31928472 \\ \mu_p = \max\left(0 ; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0.66663463 \end{cases}$$

Calcul des moments d'inertie fissurés

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15Ad}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15A}$$

$$I_0 = \frac{bv^3}{3} + \frac{b_0(h-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(v-h_0)^3}{3} + 15A(d-v)^2 \Rightarrow I_0 = 19796 \text{ cm}^4$$

Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches

$$\begin{cases} I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 9151.2 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 12072 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8130.6 \text{ cm}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 14032 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} = 6.53108447 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} = 1.38425364 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} = 5.56014318 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} = 3.3382208 \text{ mm} \end{cases}$$

Après les résultats obtenus on trouve :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 7.37 \text{ mm} < \bar{f} = 9.4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

Vérification des poutrelles aux états limite (ELU et ELS)

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent, Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III.8 Vérifications nécessaires des poutrelles à l'ELU.

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$ (MPA)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
1 ^{er} étage	1.048 < 3.33	4.18 > 0.54	/	18.87 < 108.135	1.23 < 333
2 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	0.897 < 3.33	3.15 > 0.46	/	16.15 < 108.135	1.05 < 3.33
Terrasse inaccessible	0.978 < 3.33	4.18 > 0.5063	/	17.61 < 108.135	1.15 < 3.33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.9 Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveaux	Endroit	M^s (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPA)	Observation
1 ^{er} étage	Travée	10.137	3.05	4.379	10307	4.306 < 15	Vérifiée
	Appui	-7.981	2.36	8.291	5236.73	12.63 < 15	Vérifiée
2 ^{ème} à 8 ^{ème} Etage	Travée	8.951	2.36	3.92	8323.042	4.22 < 15	Vérifiée
	Appui	-6.645	2.26	8.166	15076.71	3.6 < 15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	10.024	3.39	4.611	11235.57	4.11 < 15	Vérifiée
	Appui inter	-7.054	2.26	8.1656	5093.51	11.31 < 15	Vérifiée

Tableau III.10 Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.

niveaux	Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
1 ^{er} étage	Travée	14.127	0.047	0.060	0.176	2.306	1.41	2HA12+1HA10=3.05
	Appui Inter	-11.273	0.245	0.357	0.154	2.103	0.22	2HA12 = 2.26
	appui de rive	-2.903	0.063	0.081	0.174	0.479	0.22	1HA12 = 1.13
2 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	Travée	12.349	0.041	0.052	0.176	2.016	1.41	3HA12 =2.36
	Appui Inter	-9,269	0.201	0.283	0.16	1.66	0.22	2HA12 = 2.26
	appui de rive	-2.499	0.054	0.069	0.175	0.41	0.22	1HA12 = 1.13
Terrasse inaccessible	Travée	13.711	0.458	0.058	0.176	2.24	1.41	2HA12+1HA10=3.05
	Appui Inter	-9.724	0.211	0.3	0.158	1.76	0.22	2HA12 = 2.26
	appui de rive	-2.737	0.05	0.076	0.174	0.45	0.22	1HA12 = 1.13

Tableau III.11 Vérifications de la flèche à l'ELS.

Niveaux	1 ^{er} étage	2 ^{ème} à 8 ^{ème} étage	Terrasse Inaccessible
L (m)	4.7	4.7	4.7
q_{jser} (KN/m)	1.8525	1.8525	1.8525
q_{gser} (KN/m)	3.3865	3.3865	4.173
q_{pser} (KN/m)	5.0115	4.3615	4.823
M_{jser} (KN.m)	2.455	2.4706	2.5013
M_{gser} (KN.m)	4.488	4.51652	0.5634
M_{pser} (KN.m)	6.642	5.8168	0.6512
I (cm ⁴)	10307	8323	10307
I_0 (cm ⁴)	19796	18517	19796
λ_i	2.51741803	3.2534428	2.51741803
λ_v	1.00696721	1.30137712	1.00696721
σ_{st}^j (MPa)	48.669	62.7085	49.5823
σ_{st}^g (MPa)	88.971	114.635	111.690
σ_{st}^p (MPa)	131.664	147.6401	129.088
μ_j	0.31928472	0.31801931	0.32699508
μ_g	0.54798801	0.54696762	0.61996484
μ_p	0.66663463	0.62663465	0.66126879
I_{fji} (cm ⁴)	12072	10011	11944
I_{fgi} (cm ⁴)	9151.2	7327.9	8503.6
I_{fpi} (cm ⁴)	8130.6	6702.9	8171.8
I_{fgv} (cm ⁴)	14032	11899	13071
f_{ji} (mm)	1.38425364	1.67974225	1.4253835
f_{gi} (mm)	3.3382208	4.19483805	4.50974588
f_{pi} (mm)	5.56014318	5.90635637	5.42384318
f_{gv} (mm)	6.53108447	7.75034922	8.58173011
Δf (mm)	7.37	7.78	8.07
f_{adm} (mm)	9.4	9.4	9.4
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

9. Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III.12 Schéma de ferrailage des poutrelles.

Types	Schéma de ferrailage des poutrelles les plus défavorables		
	En travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
1 ^{er} étage			
2 ^{eme} au 8 ^{eme} étage			
TI			

III.1.6. Etude de la dalle de compression

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 ⇒ pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 30 cm ⇒ pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 235 \text{ MPA}$.

1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 0,65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

2. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{4} = \frac{1.1}{2} = 0.55 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

3. ferrailage de la dalle de compression

$$\begin{cases} 5TS6/ml = 1.41cm^2 & \text{perpendiculaires aux poutrelles} \Rightarrow St = 20cm \leq 20 \text{ cm} \\ 4TS6/ml = 1.13 \text{ cm}^2 & \text{parallèles aux poutrelles} \Rightarrow St = 25cm \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Afin de faciliter la mise en œuvre on utilise un treille soudé de mailles carrées de (150×150) mm².

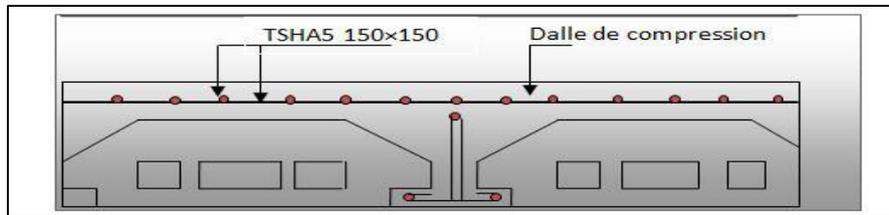


Figure III.7 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Etude de planchers à dalle pleine

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur deux ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console et elle peut porter dans une ou deux directions. Dans le cas de notre projet les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm et qu'ils sont définis sur trois appuis. On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques sollicitant.

Exemple d'étude de la Dalle sur trois appuis (panneau D5 balcon de l'étage courant) :

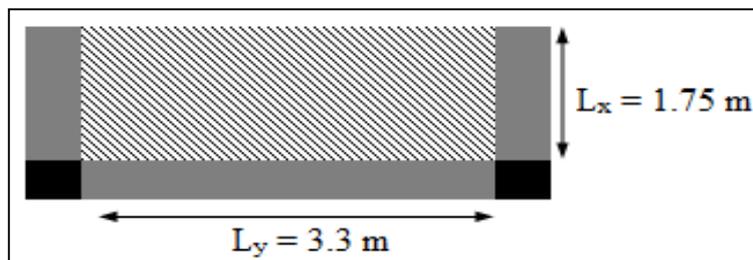


Figure III.8 Panneau de la dalle D5 (3appuis).

$$\begin{cases} L_x = 1.75 \text{ m} \\ L_y = 3.3 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = 0.53 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

III.2.1. Calcul des sollicitations

1. Calcul à l'ELU

$$\begin{cases} G = 6.11 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow q_u = 1.35 G + 1.5Q = 13.5 \text{ KN/m}^2$$

1.1. Calcul des moments isostatiques

$$(1) \Rightarrow l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q \times l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q \times l_y^2}{8} \times \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q \times l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$(2) \Rightarrow l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$(1) \Rightarrow l_x = 1.75m \geq \frac{l_y}{2} = \frac{3.3}{2} = 1.65 \text{ m}$$

$$(1) \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q_u \times l_y^3}{24} = \frac{13.5 \times (3.3)^3}{24} = 20.21 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{q_u \times l_y^2}{8} \times \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_u \times l_y^3}{48} = 11.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1.2. Calcul des moments réels

En travée $\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 20.21 = 17.18 \text{ KN.m/ml} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 11.94 = 10.15 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$

En appuis $\Rightarrow \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -0.3 \times 20.21 = -6.06 \text{ KN.m/ml} \\ M_a^y = -0.3 \times M_0^y = -0.3 \times 11.94 = -3.58 \text{ KN.m/ml} \end{cases}$

1.3. Calcul de l'effort tranchant

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 10.95 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 1.63 \text{ KN} \end{cases}$$

2. Calcul à l'ELS

$q_s = G + Q = 6.11 + 3.5 \Rightarrow q_s = 9.61 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} M_{0\text{ ser}}^x = 14.39 \text{ KN.m} \\ M_{0\text{ ser}}^y = 8.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

en travée $\Rightarrow \begin{cases} M_{t\text{ ser}}^x = 12.23 \text{ KN.m} \\ M_{t\text{ ser}}^y = 7.22 \text{ KN.m} \end{cases}$; **en appui** $\Rightarrow \begin{cases} M_{a\text{ ser}}^x = -4.32 \text{ KN.m} \\ M_{a\text{ ser}}^y = -2.55 \text{ KN.m} \end{cases}$

III.2.2. Calcul de ferrailage

- ✓ Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur **1m**.
- ✓ F.P.N $c \geq 3 \text{ cm}$ soit $c = 3 \text{ cm}$ ce qui donne : $d = e - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$.

Ferrailage en travée selon le sens X-X :

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.18 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.048 \\ \mu_{bu} = 0.048 < 0.186 \Rightarrow \text{Donc on est dans le pivot A} \Rightarrow \epsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} \\ \mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.110 \\ A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{M_u^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d} = \frac{17.18 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.110) \times 0.12} = 4.30 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \end{cases}$$

D'une manière identique, on fait les calculs et les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.13 ferrailage du panneau D5.

position	Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	St (cm)
travée	X-X	17.18	0.048	0.110	0.115	4.30	1.48	5HA12 = 5.65	25
	Y-Y	10.15	0.05	0.063	0.117	2.5	1.2	3HA12 = 3.39	25
Appui	X-X	-6.06	0.03	0.038	0.118	1.47	1.48	3HA10 = 2.36	25
	Y-Y	-3.58	0.017	0.022	0.119	0.87	1.2	3HA10 = 2.36	25

III.2.3. Vérifications à l'ELU

1. Vérification de la condition de non fragilité

$$e = 15 \text{ cm} \geq 12 \text{ cm et } \rho = 0.53 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

ρ_0 : Coefficient dépend du type d'acier utilisé.

$$\rho_0 = \begin{cases} 0.0006 \dots \dots \dots \text{pour l'acier } feE 500 \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour l'acier } feE 400 \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{pour l'acier } feE 215 \text{ et } 235 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \frac{(3-0.53)}{2} \times 100 \times 15 = 1.482 \text{ cm}^2/ml \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

2. L'espace des barres

$$FN \Rightarrow \begin{cases} S_{tx} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \\ S_{ty} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_{tx} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(2e, 25\text{cm})$$

On prend pour : $S_t = 25 \text{ cm}$

3. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{10.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.091 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ Mpa}$$

La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.4. Vérification à l'ELS

1. Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant

$$A_l \geq \frac{V_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{10.95 \times 1.15 \times 10^{-3}}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$A_l = 4.52 \text{ cm}^2 > 0.31 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ vérifiée.

sens X - X $\Rightarrow Ax = 4.52 \text{ cm}^2$; b = 100 cm ; d = 12 cm ; e = 15 cm

2. Vérification des contraintes

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

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

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

Tableau III.14 Vérifications des contraintes à l'ELS dans le panneau D5.

position	sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		observa tion	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)		observat ion
					σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
Travée	X-X	12.23	3.74	7526.1	6.08	15	vérifiée	201.3	201.63	vérifiée
	Y-Y	7.22	3.02	5018.7	4.35	15	vérifiée	193.9	201.63	vérifiée
appui	X-X	-4.32	2.58	3713.7	3.00	15	vérifiée	164.2	201.63	vérifiée
	Y-Y	-2.55	2.58	3713.7	1.77	15	vérifiée	97.03	201.63	vérifiée

3. Vérification à la flèche

Selon le BAEL, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

sens X – X

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{osser}^x}; \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e} \\ l_x \leq 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{175} = 0.086 \geq 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ l_x = 1.75 m \leq 8m \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

sens Y – Y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l_y} \geq \max\left(\frac{M_{tser}^y}{20 \times M_{osser}^y}; \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{b \times d_y} < \frac{2}{f_e} \\ l_y \leq 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{330} = 0.045 \geq 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ l_y = 3.3 m \leq 8m \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Tel que : le choix de ferrailage est : $\begin{cases} A_{sx} = 4HA12/ml = 4.52cm^2 ; St = 25cm \\ A_{sy} = 4HA10/ml = 3.14cm^2 ; St = 25 cm \end{cases}$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales des dalles pleines de tous les panneaux sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.15 Sollicitations maximales dans les panneaux.

Dalle pleine des balcons	Sollicitations									
	ELU						ELS			
	M _x ^t (KN. m)	M _y ^t (KN. m)	M _x ^a (KN. m)	M _y ^a (KN. m)	V _x (KN)	V _y (KN)	M _x ^t (KN. m)	M _y ^t (KN. m)	M _x ^a (KN. m)	M _y ^a (KN. m)
D1	2.25	3.43	0.9	1.37	7.19	4.29	1.63	2.49	0.65	0.99
D2	29.28	10.25	10.33	3.62	11.39	0.95	20.85	7.3	7.36	2.57
D3	12.90	9.68	4.55	3.42	10.58	2.10	9.18	6.89	3.24	2.43
D4	15.66	10.03	5.53	3.54	10.84	1.71	11.15	7.14	3.94	2.52

Tableau III.16 Calcul du ferrailage à l'ELU selon le sens X-X.

Type	Sens x-x	M (KN. m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ² /ml)	St (cm)
D1	travée	2.25	0.011	0.013	0.119	0.54	1.2	3HA8=1.51	25
	Appui	0.90	0.004	0.005	0.119	0.22	1.2	3HA8=1.51	25
D2	travée	29.28	0.143	0.194	0.110	7.60	1.54	5HA14=7.70	25
	Appui	10.33	0.050	0.065	0.116	2.54	1.54	4HA10=3.14	25
D3	travée	12.90	0.063	0.081	0.116	3.20	1.45	3HA12=3.39	25
	Appui	4.55	0.022	0.028	0.118	1.10	1.45	4HA8=2.01	25
D4	travée	15.66	0.076	0.099	0.115	3.91	1.47	4HA12= 4.52	25
	Appui	5.53	0.027	0.034	0.118	1.34	1.47	4HA8=2.01	25

Tableau III.17 Calcul du ferrillage à l'ELU selon le sens Y-Y.

Type	Sens y-y	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	St (cm)
D1	travée	3.43	0.016	0.021	0.118	0.83	1.2	3HA8=1.51	25
	Appui	1.37	0.006	0.008	0.119	0.33	1.2	3HA8=1.51	25
D2	travée	10.25	0.05	0.064	0.116	2.52	1.54	4HA10=3.14	25
	Appui	3.62	0.017	0.022	0.118	0.87	1.54	4HA8=2.01	25
D3	travée	9.68	0.047	0.060	0.117	2.38	1.45	4HA12=4.52	25
	Appui	3.42	0.016	0.021	0.118	0.83	1.45	4HA8=2.01	25
D4	travée	10.03	0.049	0.063	0.117	2.47	1.47	3HA12 =3.39	25
	Appui	3.54	0.017	0.021	0.119	0.86	1.47	4HA8=2.01	25

Tableau III.18 Vérification de l'effort tranchant.

Dalle pleine des balcons	V_{ux} (KN)	$\tau_{ux} \leq \bar{\tau}_u$ Mpa	Observé	V_{uy} (KN)	$\tau_{uy} \leq \bar{\tau}_u$ Mpa	Observé
D1	7.19	$0.06 \leq 1.17$	Vérifiée	4.29	$0.035 \leq 1.17$	Vérifiée
D2	11.39	$0.095 \leq 1.17$	Vérifiée	0.95	$0.007 \leq 1.17$	Vérifiée
D3	10.58	$0.08 \leq 1.17$	Vérifiée	2.10	$0.017 \leq 1.17$	Vérifiée
D4	10.84	$0.09 \leq 1.17$	Vérifiée	1.71	$0.014 \leq 1.17$	Vérifiée

Tableau III.19 Vérifications des contraintes à l'ELS selon le sens X-X.

Type	Sens X-X	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	Observé	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Mpa	Observé
D1	travée	1.63	2.11	2528.6	$1.36 \leq 15$	Vérifiée	$95.64 \leq 201.63$	Vérifiée
	Appuis	0.65	2.11	2528.6	$0.55 \leq 15$	Vérifiée	$38.26 \leq 201.63$	Vérifiée
D2	travée	20.85	4.23	9496	$9.3 \leq 15$	Vérifiée	$255.69 \leq 201.63$	Non vérifiée
	Appuis	7.36	2.92	4713.1	$4.56 \leq 15$	Vérifiée	$212.52 \leq 201.63$	Non vérifiée
D3	travée	9.18	3.41	6324.6	$4.95 \leq 15$	Vérifiée	$187.16 \leq 201.63$	Vérifiée
	Appuis	3.24	2.40	3239.4	$2.40 \leq 15$	Vérifiée	$144.09 \leq 201.63$	Vérifiée
D4	travée	11.15	3.41	6324.6	$6.02 \leq 15$	Vérifiée	$227.15 \leq 201.63$	Non vérifiée
	Appuis	3.94	2.40	3239.4	$2.92 \leq 15$	Vérifiée	$174.88 \leq 201.63$	Vérifiée

Tableau III.20 Vérifications des contraintes à l'ELS selon le sens Y-Y.

Type	Sens Y-Y	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	Observé	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Mpa	Observé
D1	travée	2.48	2.11	2528.6	$2.08 \leq 15$	Vérifiée	$145.97 \leq 201.63$	Vérifiée
	Appuis	0.99	2.11	2528.6	$0.83 \leq 15$	Vérifiée	$58.39 \leq 201.63$	Vérifiée
D2	travée	7.3	2.92	4713.1	$4.53 \leq 15$	Vérifiée	$210.75 \leq 201.63$	Non vérifiée
	Appuis	2.57	2.40	3239.4	$1.91 \leq 15$	Vérifiée	$114.40 \leq 201.63$	Vérifiée
D3	travée	6.89	2.92	4713.1	$4.27 \leq 15$	Vérifiée	$199.08 \leq 201.63$	Vérifiée
	Appuis	2.43	2.40	3239.4	$1.80 \leq 15$	Vérifiée	$108.07 \leq 201.63$	Vérifiée
D4	travée	7.14	0.030	5018.7	$4.30 \leq 15$	Vérifiée	$191.72 \leq 201.63$	Vérifiée
	Appuis	2.52	0.024	3239.4	$1.87 \leq 15$	Vérifiée	$112.03 \leq 201.63$	Vérifiée

Tableau III.21 Calcul des sections d'acier à l'ELS.

Dalle	Sens	A _{ELU} (cm ² /ml)	A _{SER} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)
D2	Travée (X-X)	7.70	9.76	9HA12 = 10.18
	Appui (X-X)	3.14	3.30	3HA12 = 3.39
	Travée (Y-Y)	3.14	3.28	3HA12 = 3.39
D4	Travée (X-X)	4.52	5.09	5HA12 = 5.65

4. Evaluation de la flèche

Selon le BAEL91/99, si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{M_{tser}^x}{20M_{oser}^x}; \frac{3}{80}\right) l_x \dots \dots \dots \text{condition(1)}. \\ A_t^x < \frac{2bd_x}{f_e} \dots \dots \dots \text{condition(2)}. \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.22 Vérification des conditions de la flèche.

Dalle	Sens travée	condition(1) (Cm)	Observation	condition (2) (Cm ²)	Observation
D1	X-X	15 ≥ 6.00	Vérifiée	1.5 < 6	Vérifiée
	Y-Y	15 ≥ 6.00	Vérifiée	1.5 < 6	Vérifiée
D2	X-X	15 ≥ 7.44	vérifiée	10.18 > 6	Non vérifiée
	Y-Y	17.01 ≥ 15	Non vérifiée	3.3 < 6	Vérifiée
D3	X-X	15 ≥ 7.43	Vérifiée	3.1 < 6	Vérifiée
	Y-Y	15 ≥ 12.74	Vérifiée	4.52 < 6	Vérifiée
D4	X-X	15 ≥ 7.44	Vérifiée	5.6 < 6	Vérifiée
	Y-Y	15 ≥ 8.70	Vérifiée	3.39 < 6	Vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les panneaux (D1 ; D2 et D3), par contre dans le panneau D2 la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau III.23 Vérification de la flèche de panneau D2.

Panneau D2	Sens X-X	Sens Y-Y
L (m)	1.75	4
q _{jser} (KN/m)	3.0875	3.0875
q _{gser} (KN/m)	3.9715	3.9715
q _{pser} (KN/m)	6.2465	6.2465
M _{jser} (KN.m)	6.6976237	2.34416829
M _{gser} (KN.m)	8.61525911	3.01534069
M _{pser} (KN.m)	13.55035026	4.74262259
I (cm ⁴)	11598	5018.68
I ₀ (cm ⁴)	31217.2	29154.7

λ_i	2.475442043	7.433628319
λ_v	0.990176817	2.973451327
σ_{st}^j (MPa)	63.09241424	62.90462318
σ_{st}^g (MPa)	81.15676863	80.91521002
σ_{st}^p (MPa)	127.645916	127.265985
$I_{fji}(cm^4)$	25812.2	32070
$I_{fgi}(cm^4)$	21445.3	32070
$I_{fpi}(cm^4)$	16661.7	32070
$I_{fgv}(cm^4)$	27681.6	32070
f_{ji} (mm)	0.244832753	0.36033325
f_{gi} (mm)	0.379062046	0.46350235
f_{pi} (mm)	0.767369253	0.72901106
f_{gv} (mm)	0.880990298	1.39050705
Δf (mm)	1.024	1.295
f_{adm} (mm)	3.5	8
Observation	Vérifiée	Vérifiée

III.2.5. Schéma de ferrailage du panneau D5

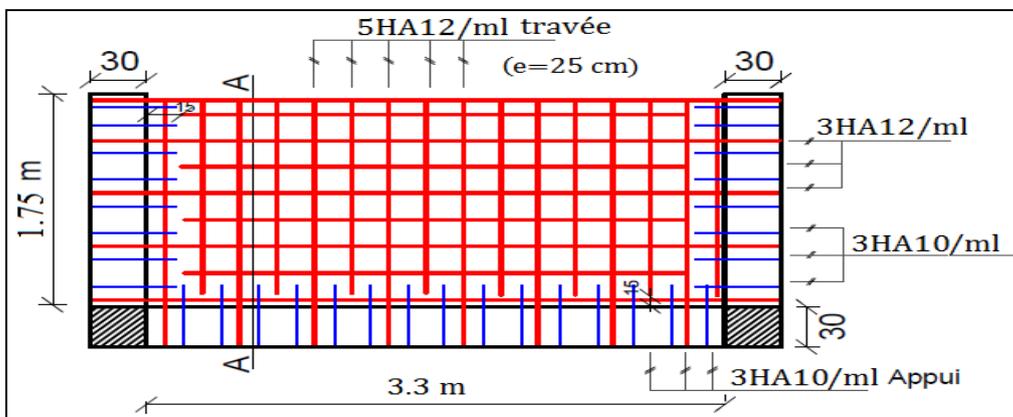


Figure III.9 Schéma de ferrailage du panneau D5.

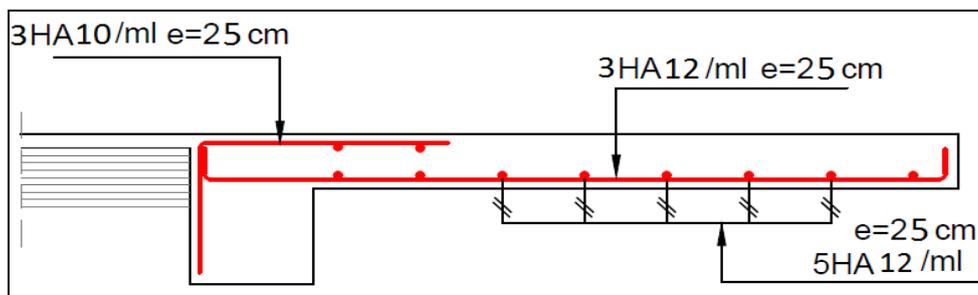


Figure III.10 coupe A-A du panneau D5.

III.3. Etudes des escaliers

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée (L) uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III.3.1. Etude de type d'escalier étages courants

D'après le pré dimensionnement, l'épaisseur de la paillasse (e=19 cm) le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

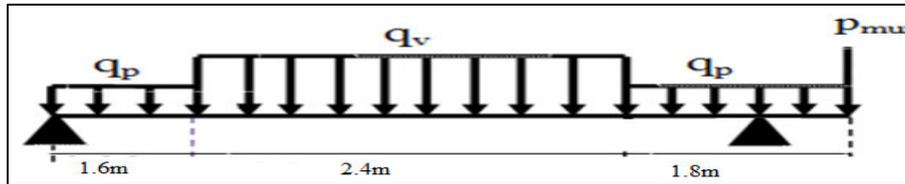


Figure III.11 Schéma statique de l'escalier étages courants.

1. Evaluation des charges et surcharges

$$Volée : \begin{cases} G_V = 9.12KN/m \\ Q_V = 2.5 KN/m \end{cases} ; \quad Palier : \begin{cases} G_p = 6.11KN/m \\ Q_p = 2.5 KN/m \end{cases}$$

$$P_{mur} = G \times h \times 1ml = 2.8 \times (1.53 - 0.4) \times 1 = 3.164 KN$$

1.1. Combinaison des charges

$$ELU: \begin{cases} q_V = (1.35G_V + 1.5Q_V) \times 1ml = 16.062 KN/m \\ q_p = (1.3G_p + 1.5Q_p) \times 1ml = 12 KN/m \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} q_V = (G_V + Q_V) \times 1ml = 11.62KN/m \\ q_p = (G_p + Q_p) \times 1ml = 8.61KN/m \end{cases}$$

1.2. Réaction d'appuis

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_V \times 2.4 + q_p \times 1.6 + q_p \times 1.8 + P_{mur}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \left[q_p \times 1.6 + q_V \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.6 \right) + q_p \times 1.8 \times \left(\frac{1.8}{2} + 1.6 \right) + P_{mur} \times 5.8 \right] / 5$$

$$ELU: \begin{cases} R_A = 33.016 KN \\ R_B = 49.497 KN \end{cases} ; \quad ELS: \begin{cases} R_A = 23.65 KN \\ R_B = 36.68 KN \end{cases}$$

2. Calcul des sollicitations

Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.24 Les sollicitations à l'ELU.

	0 ≤ x ≤ 1.6		1.6 ≤ x ≤ 4		4 ≤ x ≤ 5		0 ≤ x ≤ 0.8	
x(m)	0	1.6	1.6	4	4	5	0	0.8
T(x)	-33.016	-13.82	-13.82	24.73	24.73	36.73	46.33	36.73
M(x)	0	37.46	37.47	24.38	24.38	-6.36	-39.6	-6.37

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow M^{max} = M(2.46) = 43.42KN.m$$

Tableau III.25 Les sollicitations à l'ELS.

	0 ≤ x ≤ 1.6		1.6 ≤ x ≤ 4		4 ≤ x ≤ 5		0 ≤ x ≤ 0.8	
x(m)	0	1.6	1.6	4	4	5	0	0.8
T(x)	-23.65	-9.874	-9.874	18.01	18.01	26.624	33.52	26.63
M(x)	0	26.82	27.01	17.24	17.051	-5.268	-29.34	-5.29

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow M^{max} = M(2.45) = 31.2KN.m$$

Remarque :

Les appuis sont partiellement encastres, donc on doit corriger les moments obtenus :

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.75M^{max} \\ M_a^{max} = -0.5M^{max} \end{cases}$$

$$ELU: \begin{cases} M_t^{max} = 32.565 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 21.71 \text{ KN.m} \\ V^{max} = 49.497 \text{ KN} \end{cases} ; \quad ELS: \begin{cases} M_t^{max} = 23.4 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = 15.6 \text{ KN.m} \\ V^{max} = 36.68 \text{ KN} \end{cases}$$

3. Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple (b×h) = (100×19) cm². Les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN ; e=19cm ; c=2cm ; d=17cm.

Tableau III.26 Résultats de ferrailage d'étages courants.

	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{Adopt} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	32.565	0.0793	0.1035	0.163	5.52	2.053	5HA12=5.65	20
Appui	21.71	0.0529	0.0679	0.165	3.62	2.053	5HA10=3.93	20

III.1.3. Vérifications à l'ELU

1. Vérification de l'effort tranchant

$V^{max} = 49.497 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{49.497 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.29 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

Donc pas besoin des armatures transversales.

2. Calcul des armatures de répartition

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml

Avec : $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.983 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 3HA8/ml = 1.51 cm²/ml

Avec : $St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

3. Vérification des espacements

- Sens principale

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

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

- Sens secondaire

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

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

4. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau III.27 Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (KNm)	Y(m)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	23.4	0.0459	1.6276×10 ⁻⁴	6.6	15	vérifiée
En appui	15.6	0.0393	1.2093×10 ⁻⁴	5.07	15	

5. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[Lx \left(\frac{3}{80} ; \frac{Mt}{20 \times M0} \right) \right] \\ A_t \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow e = 19\text{cm} \leq \max[(0.0375 ; 0.0375) \times 5.8] = 21.75\text{cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$

$A_t = 5.65\text{cm}^2 \leq 8.5\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.28 Vérification de la flèche.

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	F _{gi} (mm)	F _{pi} (mm)	F _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
4.587	16275.6	305600.5	2.3230	3.3336	5.0864	5.6036	5.033	5.805

$\Rightarrow f = 5.033 < \bar{f} = 5.805\text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$

6. Schéma de ferrailage de type d'escalier étages courants

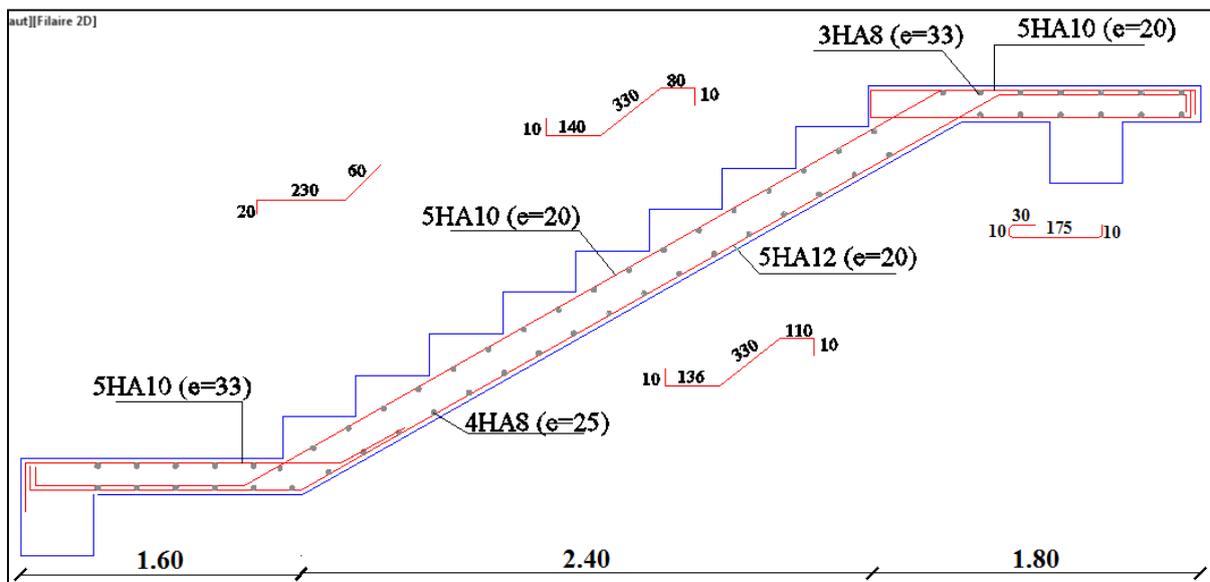


Figure III.12 Schéma de ferrailage de type d'escalier étages courants.

III.3.2 Etude de type d'escalier RDC

Les calculs de ferrailage de l'escalier RDC sont résumés dans les tableaux suivants :

1. Ferrailage volée 01

Tableau III.29 Ferrailage de l'escalier RDC volée 01.

Zone	M _u KN.m	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	S _t (cm)	A _{répartition} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	21.56	0.052	0.067	0.165	3.74	2.052	5HA10=3.93	20	3HA8=1.51	33
Appuis	14.36	0.035	0.044	0.167	2.16	2.052	3HA10=2.36	33	3HA8=1.51	33

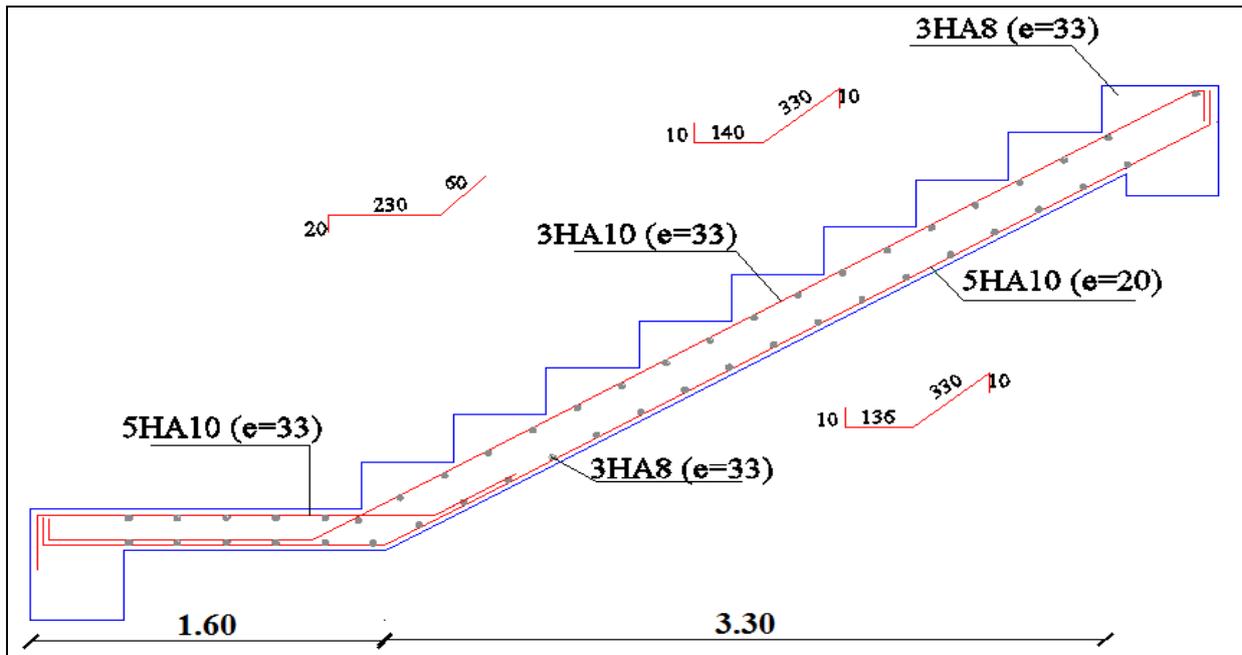


Figure III.13 Schéma de ferrailage de la volée 01 d'escalier RDC.

2. Ferrailage volée 02

Tableau III.30 Ferrailage de l'escalier RDC volée 02.

Zone	M_u KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	S_t (cm)	$A_{répartition}$ (cm)	S_t (cm)
Travée	32.27	0.078	0.102	0.163	5.45	2.052	5HA12=5.65	20	3HA8=1.51	33
Appuis	21.51	0.0524	0.0673	0.165	3.59	2.052	5HA10=3.93	20	3HA8=1.51	33

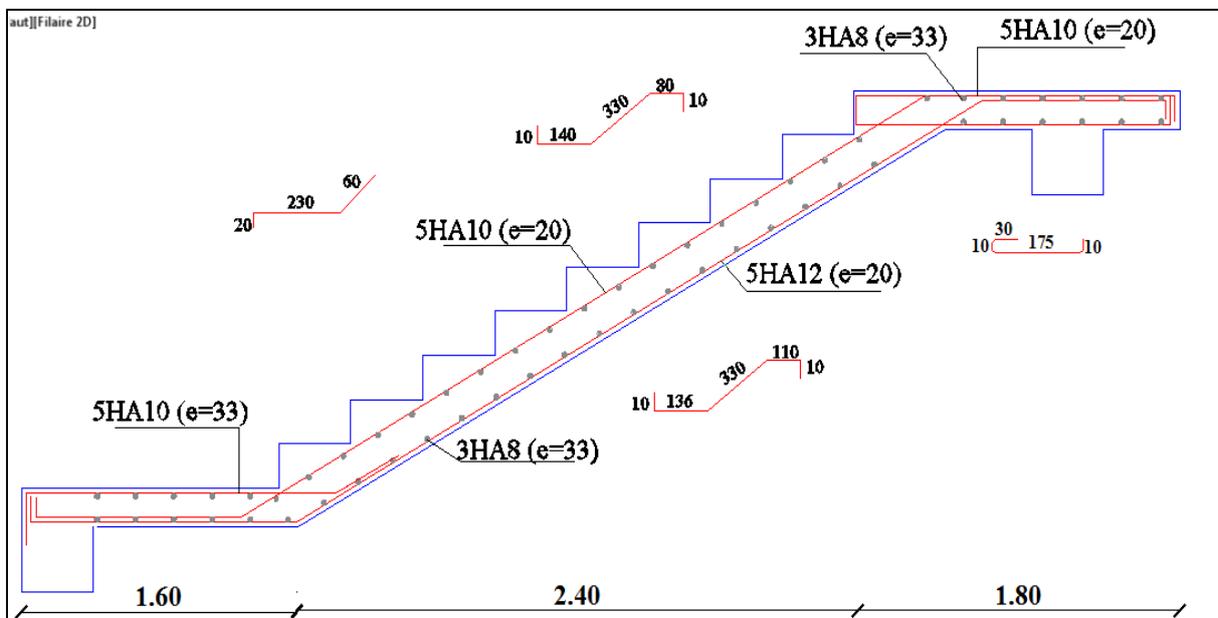


Figure III.14 Schéma de ferrailage de la volée 02 d'escalier RDC.

III.3.3. Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, avec une longueur de 3m. Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

1. Dimensionnement

D'après la condition de flèche défini par le **BAEL91**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 20 \text{ cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

- Exigences du RPA99/2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases} \quad \text{Donc, on prend : } b = h = 30 \text{ cm}$$

2. Définition des charges

- ✓ Le poids propre : $g_0 = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charge transmise de la paillasse : $\begin{cases} \text{ELU : } R_{Au} = 49.497 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS : } R_{As} = 36.68 \text{ KN/ml} \end{cases}$
- ✓ Poids de mur extérieur : $G_{mur} = 2.8 \times (1.53 - 0.40) = 3.164 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment de torsion : provoqué par la flexion de la paillasse :

$$M_{tor} = M_a(\text{max}) \times l/2$$

3. Calcul des sollicitations à la flexion simple

$$q = \begin{cases} \text{ELU: } q_u = 1,35 \times (g_0 + G_{mur}) + R_{Au} = 56.81 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = g_0 + G_{mur} + R_{As} = 48.09 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments : } M_{0u} = \frac{q_u l^2}{8} = 63.91 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0.85 M_0 = 48.29 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.3 M_0 = -19.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_u = q_u \frac{l}{2} = 85.21 \text{ KN}$$

3.1. Ferrailage à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.31 Résultats du ferrailage de la poutre palière (en F.S).

Position	M (KN.m)	Pivot	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{FS}^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	$A^{cal} > A^{min}$
Travée	48.29	A	0.1446	0.196	0.258	5.38	1,01	Vérifiée
Appui	-19.17		0.0574	0.074	0.272	2.025	1,01	

3.2. Les vérifications nécessaires

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times 2.1/400 = 1.01 \text{ cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement en flexion simple

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{85.21 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.28} = 1.014 \text{ MPa}$$

- Armatures transversales

On fixe : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(0.9 \times d ; 40) \text{ cm} = 25.2 \text{ cm}$

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Donc on prend : } A_{trans} = 0.6 \text{ cm}^2$$

4. Calcul à la torsion

Moment : $M_{tor} = -M_A \times \frac{l}{2} = -19.17 \times \frac{3}{2} = -28.75 \text{ KN.m}$

Avec : M_A : Moment en appui (A) obtenu lors du calcul.

D’après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle (b × h) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d’épaisseur ($e = \phi/6$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d’une section pleine ne joue aucun rôle dans l’état limite ultime de torsion.

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section (b × h).

$e = \frac{h}{6} = 5\text{cm} \implies \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

4.1. Les vérifications nécessaires

- **Armatures longitudinales**

$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{28.75 \times 10^{-3} \times 1.2}{2 \times 0.0625 \times 348} = 7.93 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales**

on fixe : $St = 20 \text{ cm} \implies A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.132 \text{ cm}^2$

- **Contrainte de cisaillement**

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{28.75 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 4.6 \text{ MPa}$

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{1.014^2 + 4.6^2} = 4.71 \text{ Mpa}$

F. P. N $\implies \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} > \bar{\tau}$ y’a risque de rupture par cisaillement.

Donc on doit augmenter la section de poutre palière.

4.2. Calcul des sollicitations

ELU:	{	$R_B = 49.497 \text{ KN/ml}$	}	ELS:	{	$R_B = 36.68 \text{ KN/ml}$
		$G_0 = 3 \text{ KN/ml}$				$G_0 = 3 \text{ KN/ml}$
		$P_u = 57.82 \text{ KN/ml}$				$P_u = 42.84 \text{ KN/ml}$
		$M^t = 55.29 \text{ KN.m}$				$M^t = 40.96 \text{ KN.m}$
		$M^a = 19.51 \text{ KN.m}$				$M^a = 14.96 \text{ KN.m}$
		$V_u = 86.73 \text{ KN}$				$V_u = 86.73 \text{ KN}$

4.3. Ferrailage en flexion

Tableau III.32 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{FS}^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	55.29	0.0898	0.118	0.362	4.39	1.38
Appui	19.51	0.0317	0.0403	0.374	1.5	1.38

4.4. Ferrailage en torsion

Tableau III.33 Ferrailage de la poutre palière à la torsion.

$M_{tor} (KN.m)$	$e (cm)$	$\Omega(m^2)$	$U(m)$	$A_{tor}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
29.265	6.66	0.077816	1.4	7.57	1.38

• **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{29.265 \times 10^{-3} \times 1.4}{2 \times 0.077816 \times 348} = 7.56 cm^2$$

• **Armatures transversales**

on fixe $St = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 1.08 \text{ cm}^2$

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = 0.8 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :** $A_{st} = A_{trav}^{F.SA} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4.39 + \frac{7.56}{2} = 8.17 cm^2$

Soit $2HA12+4HA14 = 8.42 cm^2$

➤ **En appui :** $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.5 + \frac{7.56}{2} = 5.28 cm^2$

Soit $4HA12+2HA10 = 6.09 cm^2$

➤ **Armature transversales :** $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0.8 + 1.08 = 1.88 cm^2$

Soit $4\phi 8 = 2.01 cm^2$.

• **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{29.265 \times 10^{-3}}{2 \times 0.077816 \times 0.0666} = 2.82 MPa$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S^2} + \tau^{tor^2}} = \sqrt{0.76^2 + 2.82^2} = 2.92 MPa$

Donc : $\tau_{total}^{tor} = 2.92 MPa < \bar{\tau} = 3.33 MPa$ pas de risque de rupture par cisaillement.

4.5. Vérification à l'ELS

1. Vérification des contraintes

Tableau III.34 Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	$M_{ser} (KN.m)$	$A (cm^2)$	$Y (m)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} (MPa)$
En travée	40.96	8.42	0.142	100173.6	5.81	15	Vérifiée
En appui	14.46	6.09	0.125	78931.1	2.29	15	Vérifiée

2. Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 40 \text{ cm} > 25.5 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

2) $A \leq \frac{4.2.b.d}{f_e} \Leftrightarrow 11.97 \text{ cm}^2 < 13.96 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Vérifiée.

3) $L = 3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5. Schéma de ferrailage de la poutre palière

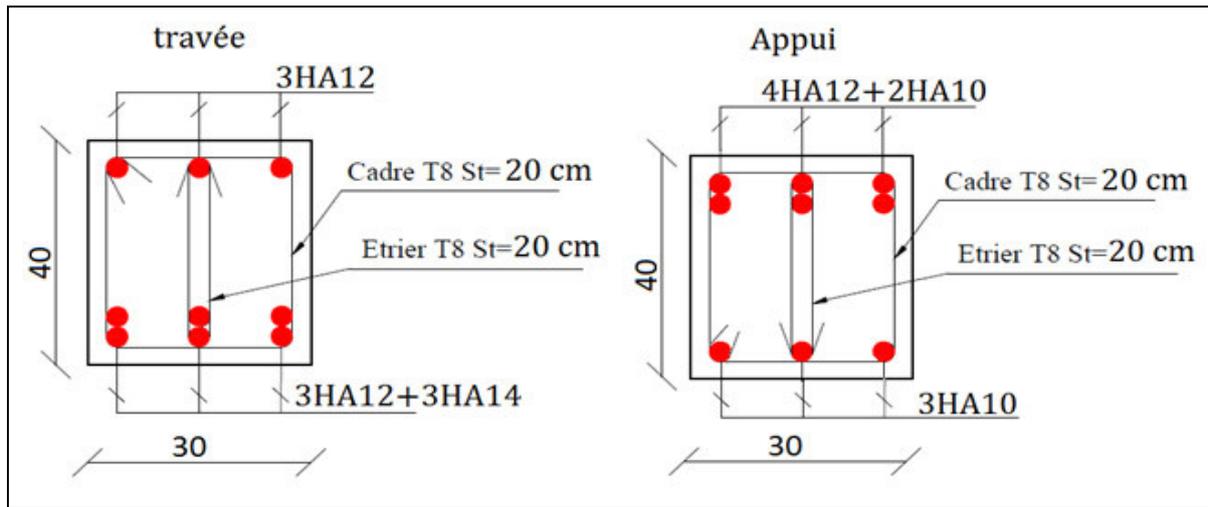
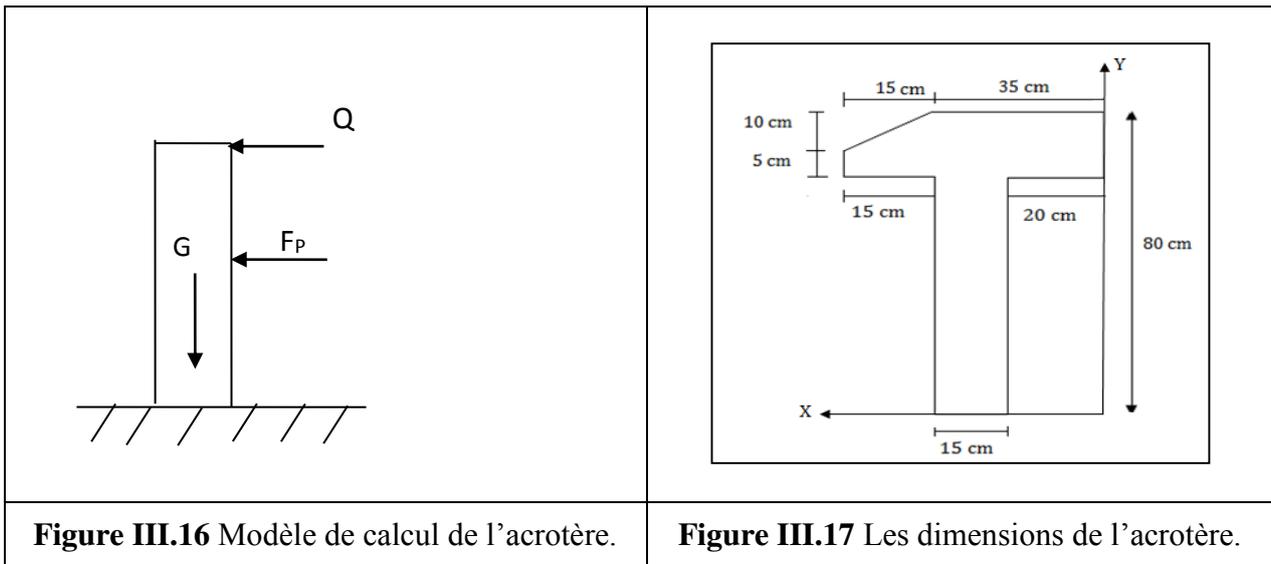


Figure III.15 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4 Etude de l'acrotère

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de **1m** de largeur.



III.4.1. Hypothèse de calcul

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal G dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée.

On a un seul type d'acrotère qui est acrotère terrasse inaccessible.

1. Evaluation des charges

- ✓ Poids propre $\Rightarrow G = 4.685 \text{ KN/ml}$
- ✓ Charge d'exploitation $\Rightarrow Q = 1 \text{ KN/ml}$

2. Calcul de la force sismique

D'après le RPA99, l'acrotère est soumise à une force sismique (force d'inertie appliqué au CDG) définie par : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4.1) du RPA99 pour la zone IIa et le groupe d'usage 2. $A = 0.15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre (0.3 et 0.8) (tableau 6.1 du RPA99). $C_p = 0.8$

W_p : Poids totale de l'acrotère. $W_p = 4.685 \text{ KN/ml}$

Dans notre cas on adopte : $F_p = 2.2488 \text{ KN}$

3. Calcul de la position du centre de gravité

$$\text{Calcul du centre de gravité : } \begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 25.57 \text{ cm} \\ Y_G = 48.67 \text{ cm} \end{cases}$$

III.4.2. Calcul des sollicitations

L'acrotère est soumise à :

$$\begin{cases} N_G = 4.685 \text{ KN} & ; & N_Q = 0 \text{ KN.m} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.8 \Rightarrow M_Q = 0.8 \text{ KN.m} & ; & M_G = 0 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g = 2.2488 \times 0.4867 \Rightarrow M_{Fp} = 1.09 \text{ KN.m} & ; & N_F = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1. Combinaison de calcul

Tableau III.35 Les combinaisons d'action à utiliser.

Sollicitations	ELU Accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	4.685	6.32	4.685
M (KN.m)	1.89	1.2	0.8

2. calcul de l'excentricité

La combinaison à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

$$\begin{cases} N_u = 6.32 \text{ KN} \\ M_u = 1.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{6.32} = 0.1899 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.8}{6} = 0.1333 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_1 = 0.1899 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.133 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment ($M_u = N_u \times e$).

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

✓ e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{h}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{80}{250}\right) = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0} \quad \text{[CBA 93 (Article A. 4. 3. 5)]}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

l_f : Longueur de flambement $\Rightarrow l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.8 = 1.6m$

h_0 : La hauteur de la section $\Rightarrow h_0 = 15 \text{ cm}$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.6^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.01024 \text{ m}$$

D'où : $e = 0.1923 + 0.02 + 0.01024 = 0.22254 \text{ m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$\begin{cases} N_u = 6.32 \text{ KN} \\ Mu = N_u \times e = 6.32 \times 0.22254 = 1.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.4.3. Calcul de ferrailage de l'acrotère

1. Calcul à l'ELU

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS. $h/6 < e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée et e_1 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_F) rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} ; f_{st} = 348 \text{ Mpa} ; N_u = 6.32 \text{ KN} ; M_u = 1.40 \text{ KN.m} ; d = 13 \text{ cm (FN)}$$

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

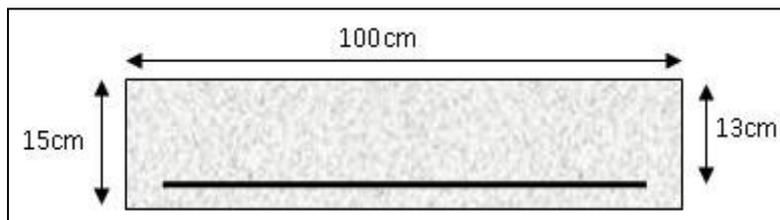


Figure III.17 Section de l'acrotère.

$$M_{UA} = N \times e_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.40 + 6.32 \times \left(0.13 - \frac{0.15}{2} \right) = 1.7476 \text{ KN.m}$$

NB : N_u est pris avec son signe : N Compression (+).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1.7476 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times (0.13)^2} = 0.00728 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.009 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.129 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{1.7476 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.39 \times 10^{-4} - \frac{1.40 \times 10^{-3}}{348} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2. Vérification à l'ELU

2.1. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte : } A_{\text{choisis}} = A_{\min} = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2.2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{choisis}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On prend : } A_r = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2.3. Calcul des espacements

$$\begin{cases} \text{Sens principal} \Rightarrow St \leq 100/4 = 25\text{cm} \\ \text{Sens secondaire} \Rightarrow St \leq 80/4 = 20\text{cm} \end{cases}$$

2.4. Choix des armatures

$$\begin{cases} \text{Sens principal} \Rightarrow A_t^{\min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On prend } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{Sens secondaire} \Rightarrow A_r = 0.502 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{On prend } 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

2.5. Vérification au cisaillement

$$\text{Situation accidentelle} \Rightarrow V_u = Q + F_p = 1 + 2.2488 = 3.2488 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{3.2488 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.02499 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots$ La condition est vérifiée donc pas de risque de rupture par cisaillement.

2.6. Vérification de l'adhérence

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma \mu_i} \quad \text{tel que } \Sigma \mu_i : \text{ la somme des périmètres des barres.}$$

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = 1.9 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}) \Rightarrow \tau_{ser} = 0.273 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \times \psi_2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

3. Vérifications à l'ELS

La combinaison à considérer est $G + Q$

$$\begin{cases} N_{ser} = 4.685 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0.8 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{et } \eta = 1.6 \text{ pour les aciers HR}$$

Les vérifications a effectué dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

- ✓ Contrainte limite de l'acier.
- ✓ Contrainte limite du béton.

3.1. Vérification des contraintes

- Vérification de la contrainte limite de l'acier

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

- Vérification de la contrainte limite du béton

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

- Calcul de y

$$y = y_c + C \Rightarrow C = e_G - \frac{h}{2} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{0.15}{2} = 0.1707 - 0.075 = 0.0957 \text{ m}$$

$$y_c > 0 \text{ Et } C > 0$$

- Position de l'axe neutre

$$\begin{cases} e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.8}{4.685} = 0.1707 \text{ m} \\ \frac{h}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

• Calcul de p et q

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots \dots \dots (1).$$

$$\begin{cases} p = -3 C^2 - \frac{90A'}{b} (c - d') + \frac{90A}{b} (d - c) \\ q = -2C^3 - \frac{90A'}{b} (c - d')^2 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = -3 C^2 + \frac{90A}{b} (d - c) \\ q = -2 C^3 - \frac{90A}{b} (d - c)^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -0.0268 \text{ m}^2 \\ q = -0.0017 \text{ m}^3 \end{cases} \Rightarrow y_c^3 - 0.0268 y_c - 0.0017 = 0$$

$$\Delta = 4P^3 + 27q^2 = 4 \times (-0.0268)^3 + 27 \times (0.0017)^2 = 1.0346 \times 10^{-6}$$

Trois racines réelles, il faut choisir c'elle qui convient : $0 \leq y = y_c + c \leq h$

$$\begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.189 \\ \cos \varnothing = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \varnothing = 47.845^\circ \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varnothing}{3} = 0.182 \text{ m} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varnothing}{3} + 120^\circ \right) = -0.135 \text{ m} \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varnothing}{3} + 240^\circ \right) = -0.045 \text{ m} \end{cases}$$

On a: $-c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.0957 \leq y_c \leq 0.0543$

On opte pour : $y_c = -0.045 \text{ m} \Rightarrow y = y_c + c = -0.045 + 0.0957 = 0.0507 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = \frac{1 \times (0.0507)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.13 - 0.0507)$$

$$\mu_t = 1.04615 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} y = \frac{4.685 \times 10^{-3}}{1.04615 \times 10^{-3}} \times 0.0507 = 0.227 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} (d - y) = \frac{15 \times 4.685 \times 10^{-3}}{1.04615 \times 10^{-3}} \times (0.13 - 0.0507) = 5.326 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées.

III.4.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère

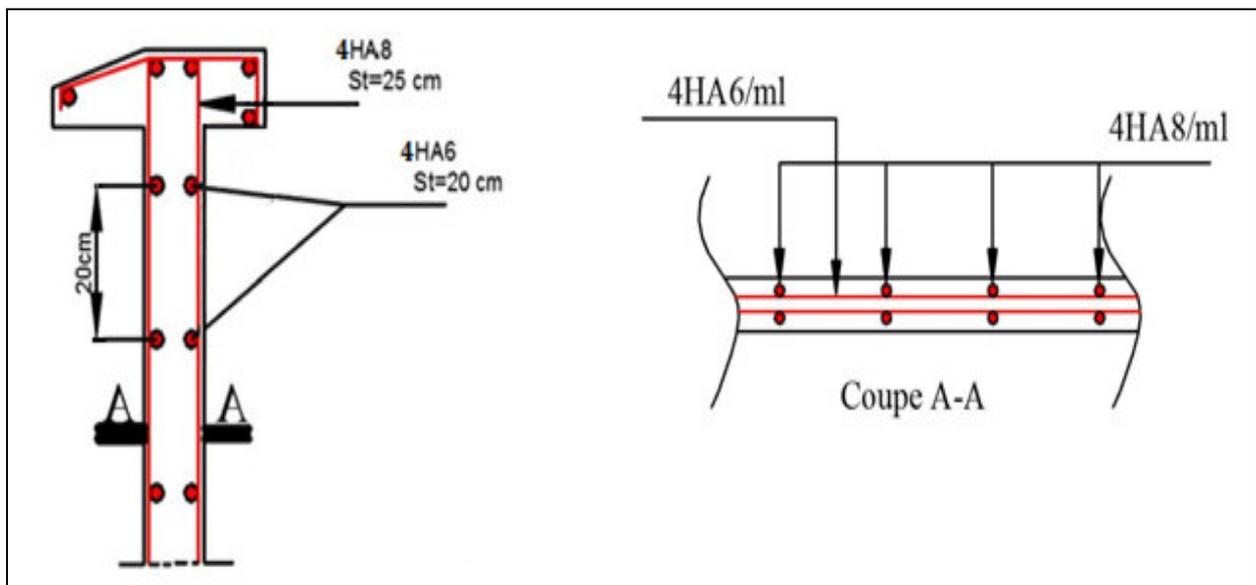


Figure III.18 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. Etude de la dalle d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

On définit deux types de dalles qui sont :

- ✓ Dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.
- ✓ Dalle de salle machine (locale).

III.5.1. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

• **Cas d'une charge répartie**

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes. Le pré dimensionnement est conclu dans le chapitre 02.

On a: $\begin{cases} l_x = 1.95 \text{ m} \\ l_y = 2.05 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \frac{195}{45} \leq e \leq \frac{195}{40} \Rightarrow 4.3 \text{ cm} \leq e \leq 4.9 \text{ cm}$

$\begin{cases} e \geq 11\text{cm} \text{ pour 2h de coupefeu.} \\ e \geq 12\text{cm} \text{ pour isolation phonique.} \end{cases} \Rightarrow \text{Donc on prend : } e = 15 \text{ cm}$

• **Evaluation des charges et des surcharges**

Tableau III.36 Evaluation des charges de l'Ascenseur.

Poids propre de la dalle et de revêtement (KN/m ²)	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN /m ²)	Poids total KN /m ²
G ₁ =25×0.15+25×0.05	S=L _x × L _y =1.95×2.05	G ₂ = F _C /S=145/4	G= G ₁ +G ₂ = 5+36.25
G ₁ =5	S = 4	G ₂ = 36.25	G= 41.25
La charge d'exploitation	Q=1KN/m ²		

1. Calcul à l'ELU

1.1. Calcul des sollicitations

$\begin{cases} Q_{total} = 1 \text{ KN/m}^2 \\ G_{total} = 41.25 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow q_u = 1.35G_{total} + 1.5Q_{total} = 57.19 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.95}{2.05} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle est sur 4 appuis travaille dans les deux sens.

$\rho = 0.95 \Rightarrow \text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe I}]$

• **Calcul des moments isostatiques**

$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0410 \times 57.19 \times 1.95^2 \Rightarrow M_{x1} = 8.92 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.8875 \times 8.92 \Rightarrow M_{y1} = 7.92 \text{ KN.m} \end{cases}$

• **Calcul des moments réels**

En travée : $\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_{0x} = 6.69 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_{0y} = 5.94 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $\Rightarrow M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_{0x} = - 4.46 \text{ KN.m}$

1.2. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de (1m) de longueur et de (15cm) d'épaisseur à la flexion simple avec (d=12cm) Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires($\dot{A} = 0$).

Tableau III.37 Résultats du calcul de ferrailage de la dalle pleine d'ascenseur.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	A^{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	6.69	0.058	0.075	0.087	2.20	1.23	4HA10 =3.14	25
	Y-Y	5.94	0.051	0.066	0.087	1.95	1.2	4HA10 =3.14	25
Appui	X-X	-4.46	0.038	0.049	0.088	1.45	1.45	4HA8 =2.01	25
	Y-Y	-3.96	0.034	0.043	0.088	1.29	1.45	4HA8 =2.01	25

1.3. Les vérifications nécessaires à l'ELU

• Conditions de non fragilités

$h = 15\text{ cm} \geq 12 \Rightarrow b = 100\text{cm}$ et $\rho = 0.95$

$A_{min}^x = 0.80\% \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 1.23\text{ cm}^2 \leq A_x^{adopt} = 2.36\text{ cm}^2$

$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \Rightarrow$ pour $f_e E400$

$A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{ cm}^2 \leq A_y^{adopt} = 2.36\text{ cm}^2$

$A_{min}^a = (0.23 \times b \times d \times f_{t28})/f_e = 1.45\text{ cm}^2 \leq A_a^{adopt} = 1.51\text{ cm}^2$

• Calcul de l'espacement

$St \leq \frac{100}{4} = 25\text{ cm}$

FPN $\Rightarrow \begin{cases} St = 25\text{ cm} \leq \min(3e; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm} \\ St = 25\text{ cm} \leq \min(4e; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm} \end{cases} \Rightarrow$ on opte pour $St = 25\text{ cm}$

• Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\text{ Mpa}$

$\begin{cases} V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 37.17\text{ KN} \\ V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1+\frac{1}{\rho}} = 39.72\text{ KN} \end{cases}$

$\tau_u = \frac{39.72 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.331\text{ Mpa}$

$\tau_u = 0.331\text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.167\text{ Mpa} \dots \dots \dots$ vérifiée

D'ou : pas de risque vis-à-vis le cisaillement

• Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que : $q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}/\gamma_b$ [CBA (article A.5.2.4.2)]

U_c : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de feuillet moyen.

$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (105 + 105) = 420\text{ cm}$

$q_u = 57.19\text{ KN} \leq 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times 25 \times \frac{10^3}{1.5} = 472.5\text{ KN/m}$

$57.19\text{ KN} \leq 472.5\text{ KN} \dots \dots \dots$ vérifiée.

Donc pas de risque de poinçonnement.

2. Calcul à l'ELS

2.1. Calcul des sollicitations

$\{q_{ser} = Q_{total} + G_{total} = 41.25 + 1 = 42.25\text{KN} \Rightarrow$ pour la charge répartie.

$$\rho = 0.95 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases} \dots\dots\dots [\text{Annexe I}]$$

• **Calcul des moments**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0483 \times 42.25 \times 1.95^2 \Rightarrow M_{0x} = 7.76 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.9236 \times 8.92 \Rightarrow M_{0y} = 7.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments réels**

En travée : $\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_{0x} = 5.82 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_{0y} = 5.37 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $\Rightarrow M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_{0x} = -3.88 \text{ KN.m}$

2.2. Vérification des contraintes dans le béton (FPN)

Tableau III.38 Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	Sens	M_x (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	5.82	2.19	1991.8	6.41 < 15	Vérifiée
	y-y	5.37	2.19	1991.8	5.92 < 15	Vérifiée
Appui	x-x et y-y	3.88	1.80	1368.6	5.12 < 15	Vérifiée

2.3. Vérification de la flèche

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \times l_x \dots (1) \\ \frac{A_{tx}}{bd} \leq \frac{2}{fe} \dots\dots\dots (2) \end{cases} \text{ tel que: } \begin{cases} e = 15 \text{ cm} \geq \max\left(\frac{5.82}{20 \times 7.76}; \frac{3}{80}\right) \times 1.95 \dots (1) \\ \frac{2.36}{100 \times 12} \leq \frac{2}{400} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

On trouve dans le sens (x x) donc: $\Rightarrow \begin{cases} e = 15 \text{ cm} \geq 7.312 \text{ cm} \dots\dots\dots (1) \\ A_{tx} = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$

La même chose pour le sens (y y) on trouve: $\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \geq 7.6875 \text{ cm} \dots\dots\dots (1) \\ A_{ty} = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots (2) \end{cases}$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

III.5.2. Dalle de salle machine (locale).

• **Cas d'une charge concentrée**

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

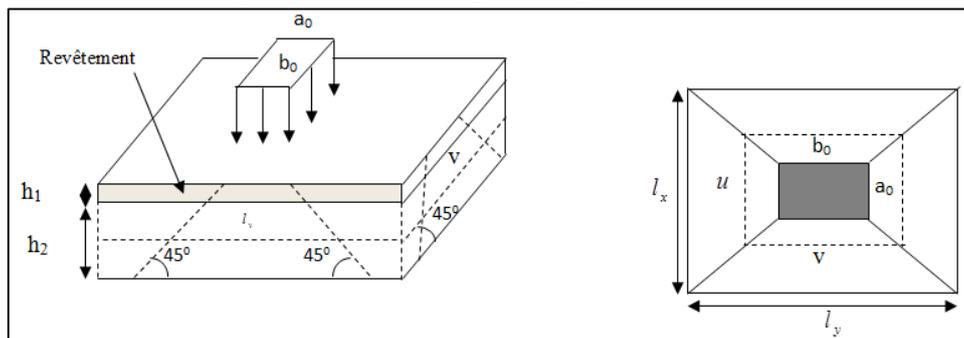


Figure III.19 Représentation de l'action d'une charge localisée.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_2 + 2\xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_2 + 2\xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } v = 1m/s : \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$h_2 = 15 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle.

$h_1 = 5 \text{ cm}$: épaisseur de revêtement.

$\xi = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\xi = \begin{cases} 0.75 \rightarrow \text{revetement moins résistant} \\ 1 \rightarrow \text{revetement en béton armé} \end{cases} \Rightarrow \text{Dans notre cas } \xi = 1$$

$$\begin{cases} u = 80 + 15 + (2 \times 1 \times 5) = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + (2 \times 1 \times 5) = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases}$$

Avec : ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{ELS} \end{cases}$

En utilisant les tables de PIGEAUD, on tire les coefficients M_1 et M_2 en fonction

de $\left(\frac{u}{l_x}; \frac{v}{l_y}\right)$ et ρ :

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} M_1 \text{ En fonction de } \alpha = \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{105}{195} = 0.53 \\ M_2 \text{ En fonction de } \beta = \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{105}{205} = 0.51 \end{cases}$$

D'après les deux abaques de PIGEAUD pour ($\rho = 0.9$) et ($\rho = 1$) respectivement on adopte :

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.100 \\ M_2 = 0.080 \end{cases} \dots \text{ [Annexe II]}; \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.09 \\ M_2 = 0.09 \end{cases} \dots \text{ [Annexe III]}$$

Remarque :

Après avoir effectué une interpolation linéaire entre les deux valeurs de (M_1 et M_2) on obtient pour la valeur de $\rho = 0.95$:

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.095 \\ M_2 = 0.085 \end{cases}$$

1. Calcul des sollicitations

1.1. Evaluation des moments du système de levage à l'ELU

On a : $\{G = (D_m + P_m + P_{personnes}) = (51 + 15 + 6.3) = 72.3 \text{ KN}$

$$q_u = 1.35 G = 1.35 (D_m + P_m + P_{personnes}) = 1.35 \times 72.3 = 97.605 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 \\ M_{y1} = q_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.603 \times 0.095 = 9.27 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.603 \times 0.085 = 8.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1.2. Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN}$$

$$P = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0410 \times 8.25 \times 1.95^2 = 1.29 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8875 \times 1.29 = 1.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **La superposition des moments**

Les moments agissent sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.27 + 1.29 = 10.56 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.30 + 1.14 = 9.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments réels (compte tenu de l'encastrement)

En travée : $\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_x = 7.92 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_y = 7.08 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $\Rightarrow M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -5.28 \text{ KN.m}$

2. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de **1m** de longueur et de **15cm** d'épaisseur à la flexion simple, tel que : $d = 12 \text{ cm}$; $e = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($\bar{A} = 0$).

Tableau III.39 Résultats du calcul de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	A^{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
Travée	X-X	7.92	0.038	0.048	0.117	1.95	1.23	4HA10 = 3.14	25
	Y-Y	7.08	0.034	0.043	0.118	1.72	1.2	4HA10 = 3.14	25
Appui inter		-5.28	0.025	0.031	0.118	1.28	1.2	4HA8 = 2.01	25

3. Les vérifications nécessaires à l'ELU

3.1. Conditions de non fragilités

- En travée

On a : $e = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 0.95$

$e = 15 \text{ cm} \geq 12 \Rightarrow A_{min}^x = 0.80\% \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 1.23 \text{ cm}^2$

$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \Rightarrow \text{pour } f_e E400$

$A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 \leq A_y^{adopt} = 2.01 \text{ cm}^2$

$\{ A_t^x = 1.95 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{min} = 1.23 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{donc on ferraille avec } A_t^x$

$\{ A_t^y = 1.72 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{donc on ferraille avec } A_t^y$

$A_t^y = 1.72 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_x^{min}}{4} = 0.307 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

- En appuis

$\{ A_a^x = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq A_x^{min} = 1.23 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{on ferraille avec } A_a^x$

$\{ A_a^y = 1.28 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq A_y^{min} = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{on ferraille avec } A_a^y$

3.2. Vérification au poinçonnement

$q_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105 + 105) \Rightarrow U_c = 420 \text{ cm}$; $q_u = 97.605 \text{ KN}$

$97.605 \leq 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 15 \Rightarrow 97.605 \text{ KN} \leq 472.5 \text{ KN} \dots \dots \text{vérifiée.}$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement de la dalle.

3.3. Espacement des armatures

$\{ \text{Armatures // } L_x \Rightarrow St \leq \min(2e ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \text{ Or : } St = 25\text{cm}$

$\{ \text{Armatures // } L_y \Rightarrow St \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ Or : } St = 25\text{cm}$

3.4. Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), ($u = v$)

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$v = u \Rightarrow V_{u max} = \frac{q_u}{3 \times v} = \frac{97.605}{3 \times 1.05} = 30.98 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.025 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc on n'a pas besoin d'utiliser les armatures transversales, carne sont pas nécessaires si la dalle est bétonnée son reprise.

4. Calcul à l'ELS

4.1. Calcul des sollicitations

- Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{ser} = G_{total} = 72.3 \text{ KN} \quad ; \quad \rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.095 \\ M_2 = 0.085 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + v \times M_2) \times q_{ser} = (0.095 + 0.2 \times 0.085) \times 72.3 = 8.09 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = (M_2 + v \times M_1) \times q_{ser} = (0.085 + 0.2 \times 0.095) \times 72.3 = 7.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les moments M_{x1} et M_{y1} dus au poids propre de la dalle

$$\{q_{ser} = G_{total} + Q_{total} = 5 + 1 = 6 \text{ KN} \text{ et } \rho = 0.95 \Rightarrow \text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 1.10 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont : $\Rightarrow \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.19 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.53 \text{ KN.m} \end{cases}$

Les moments en travée et en appuis : $\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_x \Rightarrow M_t^x = 6.89 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_y \Rightarrow M_t^y = 6.4 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.5 \times M_x \Rightarrow M_a = 4.5 \text{ KN.m} \end{cases}$

4.2. Vérifications des contraintes

Tableau III.40 Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M (KN.m)	As (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	X-X	6.89	2.01	2.40	3239.424	5.10	15	vérifiée
	Y-Y	6.4	2.01	2.40	3239.424	4.74	15	vérifiée
Appui inter		4.5	1.51	2.12	2432.85	3.92	15	vérifiée

4.3. Vérifications de la flèche

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}; \frac{3}{80}\right) \times l_x \dots (1) \\ \frac{A_{tx}}{bd} \leq \frac{2}{fe} \dots \dots \dots (2) \end{cases} \text{ tel que: } \begin{cases} e = 15 \text{ cm} \geq \max\left(\frac{6.89}{20 \times 9.19}; \frac{3}{80}\right) \times 1.95 \dots (1) \\ \frac{2.01}{100 \times 12} \leq \frac{2}{400} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

On trouve dans le sens (x x) donc: $\Rightarrow \begin{cases} e = 15 \text{ cm} \geq 7.312 \text{ cm} \dots \dots \dots (1) \\ A_{tx} = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$

La même chose pour le sens (y y) on trouve : $\begin{cases} e = 15 \text{ cm} \geq 7.6875 \text{ cm} \dots \dots \dots (1) \\ A_{ty} = 2.36 \text{ cm}^2 \geq 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots (2) \end{cases}$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile.

III.5.3. Schéma de ferrailage de l'ascenseur

Le schéma de ferrailage de la dalle cas d'une charge répartie est le même à celle de cas d'une charge concentré.

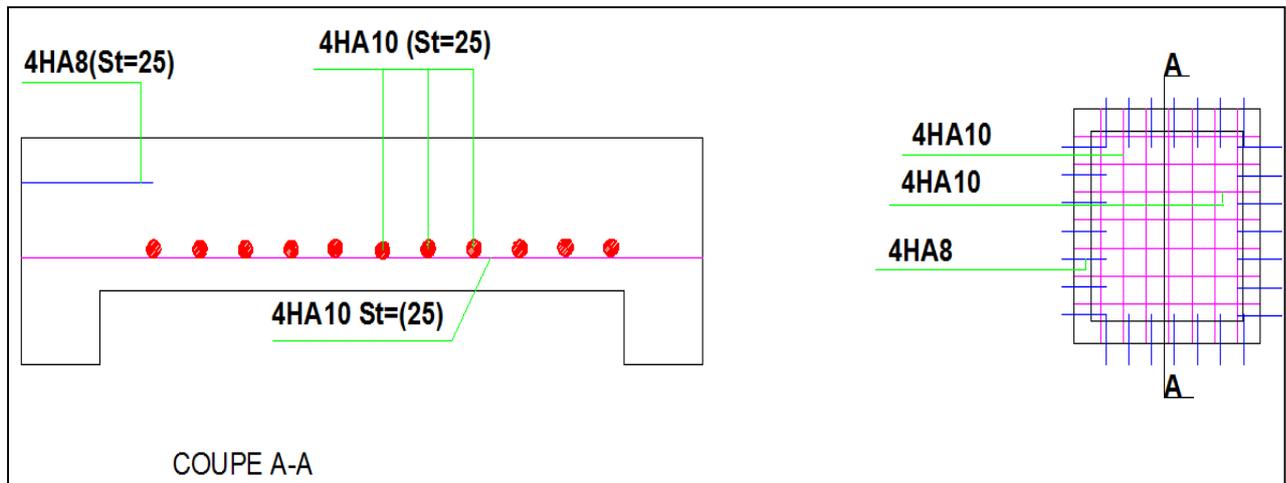


Figure III.20 Schéma de ferrailage de la dalle cas d'une charge concentré.

III.6. Etude de la poutre du chaînage

Les poutres de chaînages 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 besoin des poutres de chaînages horizontales, elles ceinturent les ouvertures au niveau des planchers pour les rendre solidaires et supportent les murs en doubles cloisons.

III.6.1. Dimensionnement

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

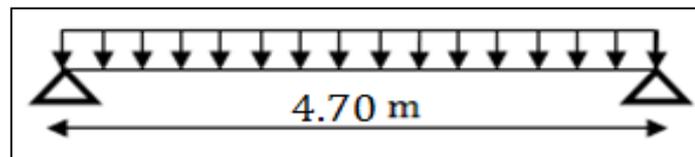


Figure III.21 Schéma statique de la poutre de chaînage.

$$L_{max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm} \Rightarrow 29.33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

Le RPA exige : $\begin{cases} h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3} \end{cases} \Rightarrow$ On adopte pour une section rectangulaire : $\begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$

III.6.2. Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumis à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

$$\begin{cases} \text{Poids propre de la poutre} \Rightarrow P_{poutre} = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/m} \\ \text{Poids du mur} \Rightarrow P_{mur} = 2.8 \times (3.06 - 0.35) = 7.588 \text{ KN/m} \end{cases}$$

donc on aura $\Rightarrow G = P_{poutre} + P_{mur} = 10.213 \text{ KN/m}$

1. Calcul des moments à l'ELU et à l'ELS

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 10.213 = 13.79 \text{ KN/m} \\ q_s = G + Q = 10.213 = 10.213 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moments isostatiques} \Rightarrow \begin{cases} ELU: M_{0u} = q_u \frac{l^2}{8} = 38.07 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0s} = q_s \frac{l^2}{8} = 28.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travée} \Rightarrow \begin{cases} ELU: M_{tu} = 0.85 M_{0u} = 32.36 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 0.85 M_{0s} = 23.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appui} \Rightarrow M_a = -0.3 \times M_0 \begin{cases} ELU: M_{au} = -11.421 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{as} = -8.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2. Calcul du ferrailage à l'ELU

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple, on a FPN : (d = h - e = 32 cm).

Tableau III.41 Ferrailage longitudinales de la poutre de chaînage.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A cal (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A choisit (cm ² /ml)
En travée	32.36	0.074	0.096	0.308	3.019	1.159	3HA14 = 4.62
En appuis	-11.42	0.026	0.033	0.315	1.041	1.159	3HA10 = 2.36

2. Vérifications à l'ELU

2.1. Vérifications de la condition de non fragilité

$$A_t^{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.32 \times \frac{2.1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t^{min} = 1.159 \text{ cm}^2 < A_t = 4.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_a^{min} = 1.159 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 2.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

2.2. Vérification de l'effort tranchant

Selon le CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 13.787 \times \frac{4.7}{2} \Rightarrow V_u = 32.4 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{32.4 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.34 \text{ MPa}$$

$$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.20}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.34 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

2.3. Vérifications des armatures transversales

Selon le BAEL91/99 (Art A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm.}$$

$$\text{Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8} \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2.$$

2.4. L'espacement (CBA art A.5.1.2.2)

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 32; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.8 \text{ cm.}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b(\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 400}{0.3(0.34 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq -37.15 \text{ cm} < 0$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.3} \Rightarrow S_t \leq 33.67 \text{ cm.}$$

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

$$S_t \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

3. Vérifications à l'ELS

3.1. Vérification de la contrainte dans le béton (CBA art A. 4. 5. 2)

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Tableau III.42 Vérification des contraintes dans le béton pour la poutre de chaînage.

Localisation	M_{ser} (KN/m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	vérification
Travées	23.97	8.86	34183.18	6.21 ≤ 15	184.94 ≤ 201.63	vérifiée
Appuis	-8.46	6.35	18054.55	2.97 ≤ 15	180.28 ≤ 201.63	vérifiée

3.2. Vérification de la flèche

• Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des trois conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t^{ser}}{10 M_0}\right) l \Leftrightarrow h = 35 \text{ cm} \leq 39.9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{la condition n'est pas vérifiée.} \\ A_s \leq \frac{4.2 bd}{f_e} \Leftrightarrow 4.62 \text{ cm}^2 < 10.08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.} \\ L = 4.70 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche est nécessaire, dans notre cas (L < 5m), la flèche admissible est :

$$f_{adm} = \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm} = 9.4 \text{ mm}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{gi}) + (f_{pi} - f_{ij})$$

Les résultats obtenus après les calculs sont résumé dans le tableau :

Tableau III.43 Résultats de calcul de la flèche.

Données (KN/m)		Moments (KN .m)		Contraintes (MPa)		Flèches (mm)	
J	2.50	M_{tj}	5.78	σ_{sj}	71.79	f_{ij}	3.71
g	3.39	M_{tg}	7.84	σ_{sg}	97.38	f_{gv}	3.65
						f_{gi}	5.38
p	5.01	M_{tp}	11.59	σ_{sp}	143.95	f_{pi}	8.47

$$\Delta f = (3.65 - 3.71) + (8.47 - 5.38) = 3.03 \text{ mm} < f_{adm} = 9.4 \text{ mm}$$

La condition de la flèche est vérifiée donc le ferrailage est satisfait.

III.6.3. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

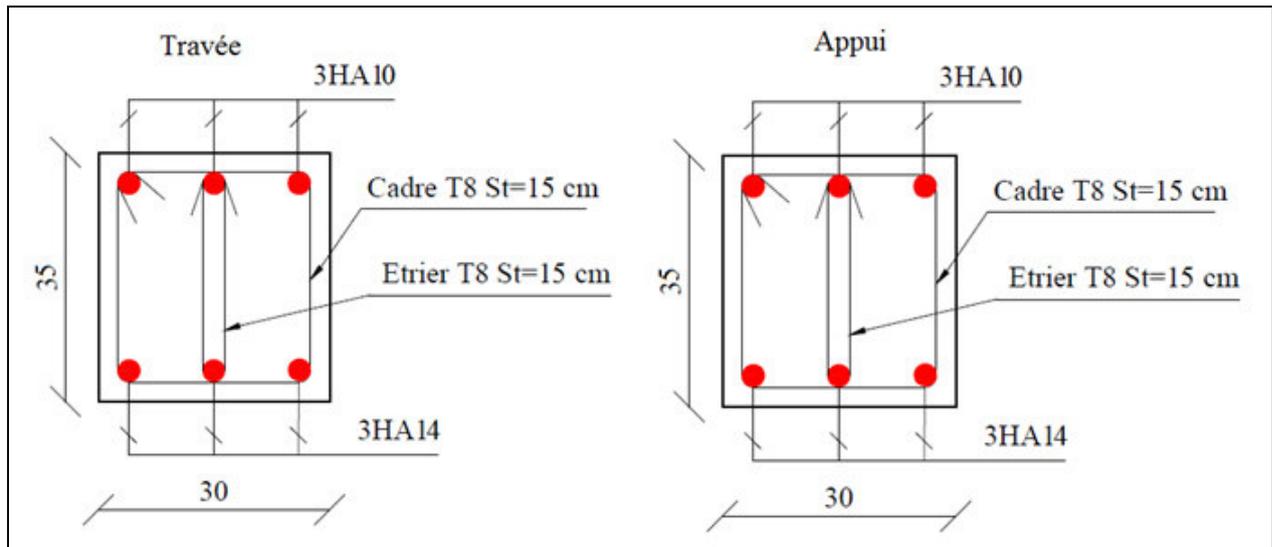


Figure III.22 Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

CONCLUSION

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Chapitre IV :

ETUDE SISMIQUE

INTRODUCTION

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer son comportement sous l'effet dynamique due au séisme.

Modélisation

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté DDL à un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible. Le modèle effectué en modélisant l'ossature poteaux poutres, les voiles de contreventement et les diaphragmes, tout en respectant la prescription des règles en vigueur.

Parmi les méthodes de modélisation qui existent, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaye tout l'élément puis toute la structure, mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel ETABS 2016 afin de simplifier les calculs.

IV.1. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**), le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire de deux méthodes principales :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode dynamique modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.1.1. Méthode statique équivalente

1. Principe

Le calcul par l'analyse statique équivalente est utilisé pour les structures de bâtiments considérées comme régulières.

Selon le RPA99, Article (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

2. Conditions de l'application

Les codes parasismiques modernes de conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prennent en compte que le mode fondamental de vibration dans deux directions perpendiculaires successives.

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus de 65 m en zone I et IIa et 30 m en zone IIb et III.
- ✓ Le bâtiment étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées dans le RPA99 (article 4.1.2).

L'analyse statique équivalente permet d'avoir les résultats conservatifs (pour les efforts, les plus contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le mode fondamental.

On appelle mode fondamental de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

3. Calcul de la force sismique total

[RPA99/2003 (Tableau 4.2.3)]

Une fois l'effet dynamique est calculé, le RPA exige la vérification de la condition suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{st} \Rightarrow V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R} \text{ Tel que :}$$

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode modale spectrale).

V_{st} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

Tel que :

$$\begin{cases} A : \text{Coefficient d'accélération de zone.} \\ D : \text{Facteur d'amplification dynamique moyen.} \\ W : \text{Poids total de la structure.} \\ R : \text{Coefficient de comportement de la structure.} \\ Q : \text{Facteur de qualité.} \end{cases}$$

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓ **A : Coefficient d'accélération de la zone**, dépend du groupe d'usage de la structure et la zone sismique.

Dans notre cas on a : $\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique IIa} \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$ [RPA99/2003 (Tableau 4.1)]

- ✓ **R : Coefficient de comportement global de la structure**, sa valeur est en fonction du système de contreventement.

Dans le cas de notre projet, on suppose que le système de contreventement à étudier est un système mixte voiles-portiques avec justification de l'interaction.

Dans notre cas on a : $R = 5$ [RPA99/2003 (Tableau 4.3)]

- ✓ **Q : Facteur de qualité**, sa valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$
 [RPA99/2003 (Formule 4.4)]

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités.

N°	Critère q	Pénalités X-X	Observation	Pénalités Y-Y	Observation
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00	Vérifiée	0.05	Non Vérifiée
02	Redondance en plan	0.05	Non vérifiée	0.00	Vérifiée
03	Régularité en plan	0.00	Vérifiée	0.00	Vérifiée
04	Régularité en élévation	0.00	Vérifiée	0.00	Vérifiée
05	Contrôle de qualité des matériaux	0.00	Vérifiée	0.00	Vérifiée
06	Contrôles de qualité d'exécution	0.00	Vérifiée	0.00	Vérifiée

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1.05 \\ Q_y = 1.05 \end{cases}$

W : Le poids totale de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$
 [RPA99/2003 (Formule 4.5)]

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la durée de la charge d'exploitation.

✓ $\beta = 0.2 \Rightarrow$ pour usage d'habitation.

✓ $\beta = 0.3 \Rightarrow$ pour usage commerciale. [RPA99/2003 (Formule 4.5)]

Concernant notre projet, on prend : $\beta = 0.2$

Le poids total de la structure est donné par logiciel ETABS/V16, sa valeur est égale :

$$W = 24237.3051 \text{ KN}$$

4. Estimation de l'effort sismique à la base de la structure (V_{st})

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure T , de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement η .

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{[RPA99/2003 (Formule 4.2)]}$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule:

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{[RPA99/2003 (Formule 4.3)]}$$

$\xi(\%)$: Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$).

✓ Portique auto stable $\Rightarrow \xi = 7\%$

✓ Voiles $\Rightarrow \xi = 10\%$

Pour notre structure on a :

$$\xi = 10\% \quad \text{D'où : } \eta = 0.76$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

$$\text{On a un site meuble S2 : } \Rightarrow \begin{cases} T = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases} \quad \text{[RPA99/2003 (Tableau 4.7)]}$$

T : Est la plus petite valeur entre les deux expressions suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0.09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$H = 28.22 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement, du type de remplissage.

$$C_T = 0.05 \quad \text{[RPA99/2003 (Tableau 4.6)]}$$

$$\Rightarrow T = 0.05 \times (28.22)^{3/4} = 0.61 \text{ s} \dots \dots \dots (1)$$

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul considérée.

$$\text{Tel que : } \begin{cases} L_x = 22.40 \text{ m} \\ L_y = 11.05 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.54 \text{ s} \\ T_y = 0.76 \text{ s} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} T_x = \min(0.61 ; 0.54) \text{ s} = 0.54 \text{ s} \\ T_y = \min(0.61 ; 0.76) \text{ s} = 0.61 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ s} \leq T_x = 0.54 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ s} \leq T_y = 0.61 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\text{Ce qui donne : } D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.55 \\ D_y = 1.43 \end{cases}$$

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} \text{Sens } X : V_{xst} = 1183.38 \text{ KN} \\ \text{Sens } Y : V_{yst} = 1091.77 \text{ KN} \\ \text{Sens } X : 0.8 \times V_{xst} = 946.704 \text{ KN} \\ \text{Sens } Y : 0.8 \times V_{yst} = 873.416 \text{ KN} \end{cases}$$

5. Vérification de la condition $T_{numérique} = 1.3 \times T_{empirique}$

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur ETABS/V16), et elle doit être inférieure à la période empirique (T_{exp}).

$T_{numérique} = 0.787 \text{ s} < 1.3 \times T_{empirique} = 0.793 \text{ s} \dots\dots\dots$ vérifiée.

IV.1.2. Méthode dynamique

Cette méthode regroupe sur deux méthodes:

- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.

1. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des éléments de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurités à satisfaire.

2. La méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou autre non conforme aux conditions du RPA99/2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour cette méthode, il est recherché 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Remarque

Après les calculs, le spectre obtenu est représenté sur la figure suivante sous forme de courbe :
Tant que les calculs dynamiques sont aussi complexes on faire appel au logiciel ETAB/2016.

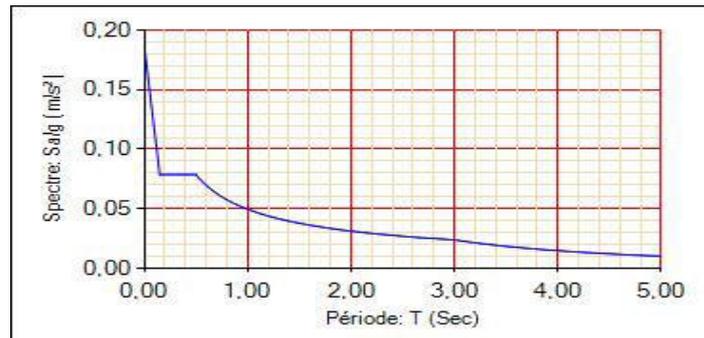


Figure IV.1 Le spectre de réponse.

• Description de logiciel ETABS/2016

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il facilite considérablement l'interprétation des résultats en offrant notamment la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes et les modes de vibration...

Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

IV.2. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

D'après (**l'article 3.4.4.a**), les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

D'après (**l'article 4.3.4**), le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 50% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.3. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS/V16

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003, on opte pour la disposition qui suit :

IV.3.1. Disposition des voiles de contreventement

Après plusieurs essais de disposition des voiles, nous avons aboutis à la disposition des voiles montrée sur la figure ci-dessous. Dans lesquelles on a choisit de disposer quatre voiles selon le sens (XX) et aussi quatre voiles selon le sens (YY).

Cette disposition a permis de vérifier les exigences du RPA relatives aux vérifications des interactions (sous charges horizontale et verticale).

Favorablement aux conditions du RPA99/2003, on a opté pour la disposition suivante :

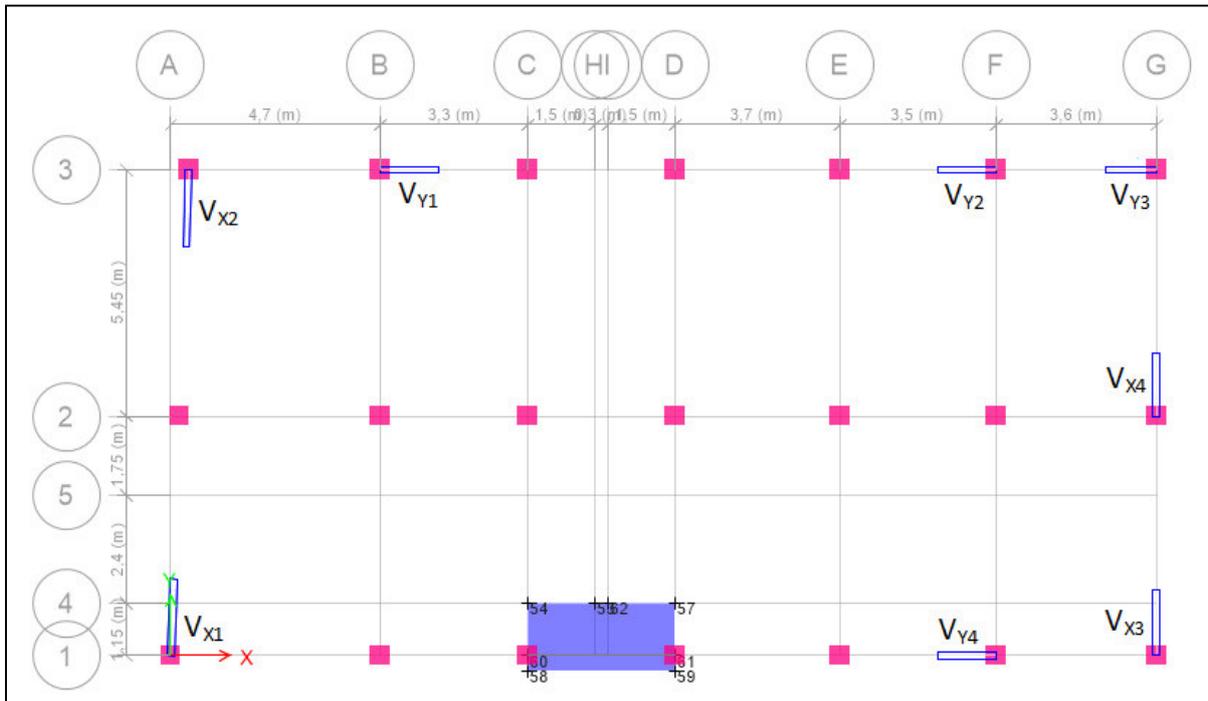


Figure IV.2 Schéma de la disposition des voiles.

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

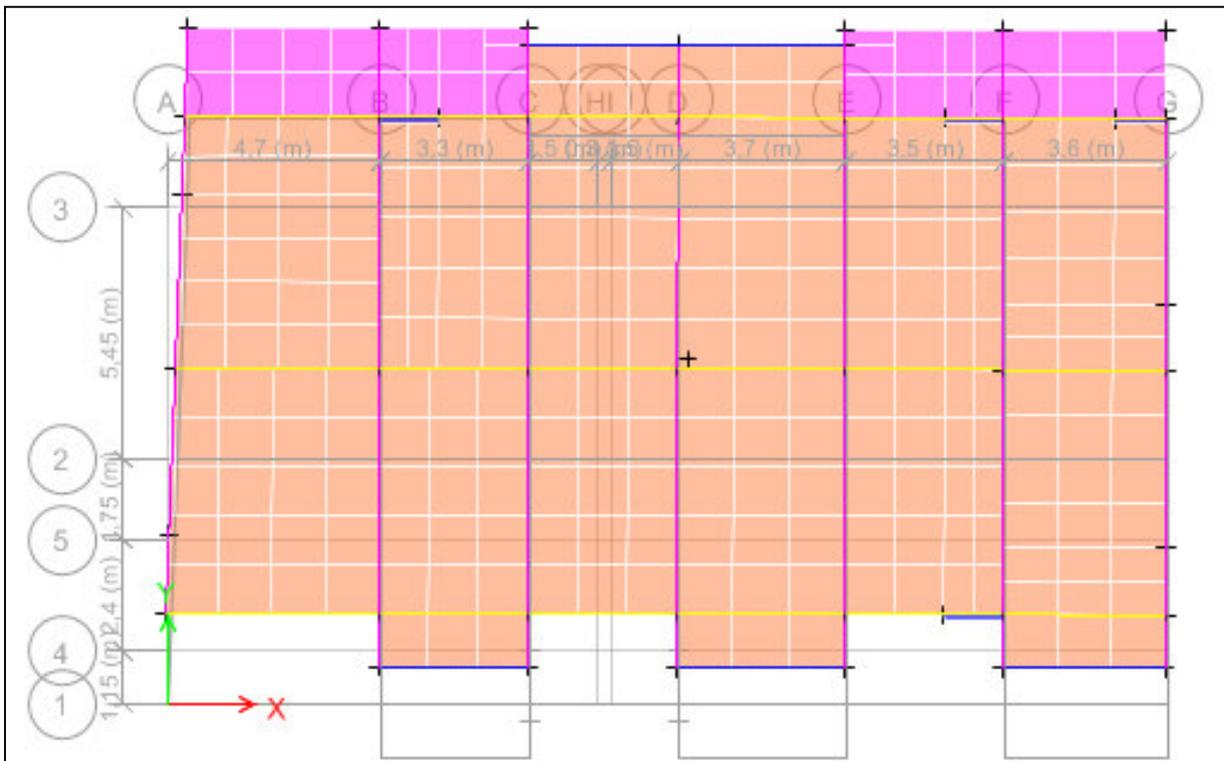


Figure IV.3 1^{er} mode de vibration (translation suivant l'axe Y-Y), T=0.787s

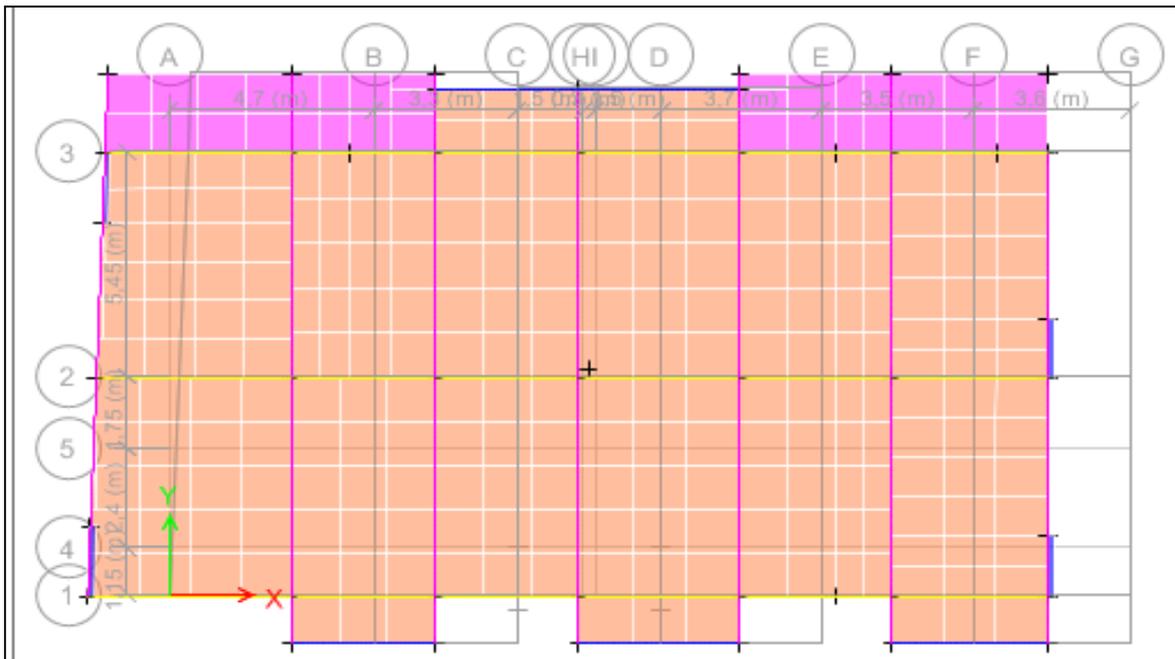


Figure IV.4 2^{ème} mode de vibration (translation suivant l'axe X-X), $T=0.737s$

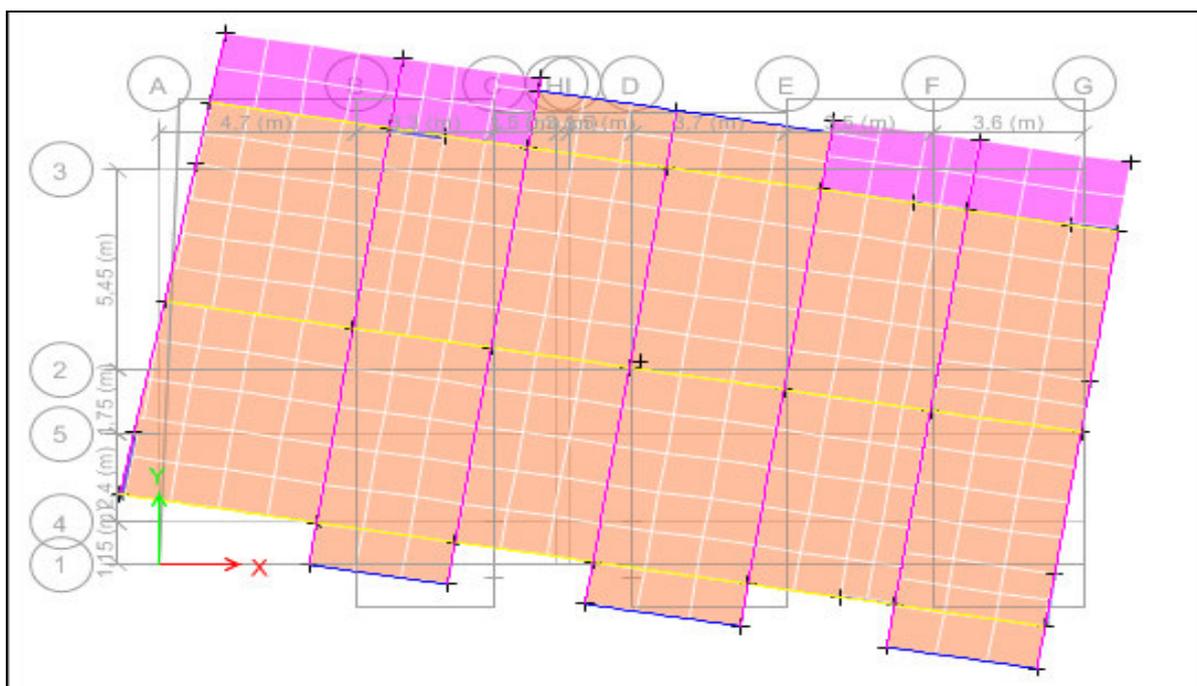


Figure IV.5 3^{ème} mode de vibration (torsion au tour de l'axe Z-Z), $T=0.665s$

IV.3.2. Période de vibration et taux de participation massique

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

On doit retenir les 8 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99/2003).

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 Périodes et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	(%) Cumulé de la masse		(%) de la masse modale	
		Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)	Suivant X (UX)	Suivant Y (UY)
1	0.787	0.0003	0.7427	0.0003	0.7427
2	0.737	0.7641	0.0003	0.7644	0.743
3	0.665	0.000	3.17×10^{-6}	0.7644	0.743
4	0.251	0.0022	0.1265	0.7666	0.8695
5	0.244	0.1167	0.0024	0.8833	0.8719
6	0.205	0.0014	0.0003	0.8847	0.8722
7	0.133	0.0475	0.0003	0.9322	0.8726
8	0.130	0.0002	0.0537	0.9324	0.9262

- **Interprétation des résultats obtenus :**

- ✓ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation respectivement selon Y-Y et X-X.
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation selon Z-Z.
- ✓ La somme des masses modales effectives atteint 90% de la masse totale de la structure à partir du 7^{ème} mode dans le sens X-X et à partir du 8^{ème} mode dans le sens Y-Y.

IV.4. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

IV.4.1. Justification de l'interaction voiles-portiques

Le RPA99/2003 (Art 3.4.a) exige pour les systèmes mixtes avec justification de l'interaction ce qui suit :

1. Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.3 Interaction sous charges verticales.

Etages	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %
RDC	23110.84	4905.36	82.49	17.51
1 ^{er} étage	20634.87	3747.48	84.63	15.37
2 ^{ème} étage	17756.32	3460.16	83.69	16.31
3 ^{ème} étage	15060.06	3034.34	83.23	16.77
4 ^{ème} étage	12249.7	2720.96	81.82	18.18
5 ^{ème} étage	9697.69	2230.40	81.30	18.70
6 ^{ème} étage	7199.22	1800.15	80.00	20.00
7 ^{ème} étage	4649.81	1231.25	79.17	20.83
8 ^{ème} étage	2305.68	659.26	77.76	22.24

2. Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.4 Interaction sous charges horizontales.

Etages	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)		Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portique	Voiles
RDC	363.9361	547.0442	39.95	60.05	272.2085	543.1667	33.38	66.62
1 ^{er} étage	585.0611	264.5213	68.86	31.14	478.7214	262.8926	64.55	35.45
2 ^{ème} étage	484.5508	306.9822	61.22	38.78	416.5048	261.2863	61.45	38.55
3 ^{ème} étage	496.9912	231.3861	68.23	31.77	429.2873	189.7433	69.35	30.65
4 ^{ème} étage	395.3576	255.1943	60.77	39.23	344.298	209.6153	62.16	37.84
5 ^{ème} étage	380.3387	181.5169	67.69	32.31	334.315	150.014	69.03	30.97
6 ^{ème} étage	267.8451	189.6221	58.55	41.45	238.3112	161.8484	59.55	40.45
7 ^{ème} étage	226.8608	109.7915	67.39	32.61	209.5965	91.2143	69.68	30.32
8 ^{ème} étage	153.1605	82.0211	65.12	34.88	156.8756	87.6864	64.15	35.85

• **Interprétation des résultats**

- ✓ L'interaction voiles-portiques sous charges verticales est vérifiée à la base.
- ✓ L'interaction voiles-portiques sous charges horizontales dans les deux sens est vérifiée pour tous les niveaux.

Donc on conclues que le système de contreventement voiles-portiques avec justification de l'interaction est justifié.

IV.4.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante : $V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Résultats des forces sismiques	$V_{dy}(KN)$	$V_{st}(KN)$	$0.8 \times V_{st}(KN)$	Observation
Sens X-X	959.9847	1183.38	946.704	Vérifiée
Sens Y-Y	891.98	1091.77	873.416	Vérifiée

• **Interprétation des résultats :**

Les résultats sont vérifiées donc la résultante des forces sismiques à la base $V_{dynamique}$ est supérieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminé par la méthode statique équivalente dans les deux sens.

IV.4.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec :} \quad \delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{[RPA99/2003(Art 5.10)]}$$

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure [RPA99/2003 (Art 4.43)]

δ_{eK} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique ($R=5$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 Vérification des déplacements des niveaux.

Etages	h_k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	$\frac{\Delta_K}{h_k}$ (%)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	$\frac{\Delta_K}{h_k}$ (%)
RDC	374	0.078	0.389	0.000	0.39	0.0010	0.076	0.380	0.00	0.38	0.0010
1 ^{er} étage	306	0.198	0.990	0.389	0.60	0.0019	0.202	1.008	0.380	0.63	0.0020
2 ^{ème} étage	306	0.333	1.664	0.990	0.67	0.0021	0.349	1.743	1.008	0.74	0.0024
3 ^{ème} étage	306	0.466	2.331	1.664	0.67	0.0021	0.499	2.493	1.743	0.75	0.0024
4 ^{ème} étage	306	0.594	2.971	2.331	0.64	0.0020	0.644	3.218	2.493	0.72	0.0023
5 ^{ème} étage	306	0.709	3.546	2.971	0.58	0.0018	0.775	3.875	3.218	0.66	0.0021
6 ^{ème} étage	306	0.810	4.050	3.546	0.50	0.0016	0.890	4.449	3.875	0.57	0.0019
7 ^{ème} étage	306	0.891	4.456	4.050	0.41	0.0013	0.986	4.931	4.449	0.48	0.0015
8 ^{ème} étage	306	0.957	4.789	4.456	0.33	0.0010	1.091	5.456	4.931	0.52	0.0017

• **Interprétation des résultats :**

✓ On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

{ **Sens X** : $\Delta_{k \max} = 0.67 \text{ cm} < 1\% \times h_k = 3.06 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

{ **Sens Y** : $\Delta_{k \max} = 0.75 \text{ cm} < 1\% \times h_k = 3.06 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

IV.4.4. Justification vis-à-vis de l'effet (P - Δ)

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet(P - Δ)) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad \text{[RPA 99/2003 (Art 5.9)]}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

- ✓ $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ Si 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 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
 - ✓ $\theta_k > 0.2$ Si la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.
- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 Justification vis-à-vis de l’effet (P-Δ).

Etages	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k (cm)	V_K (cm)	θ_k	Δ_k (m)	V_K (cm)	θ_k
RDC	374	24237.305	0.39	959.9847	0.026	0.38	891.5479	0.028
1 ^{er} étage	306	21104.175	0.60	930.3668	0.045	0.63	861.5012	0.050
2 ^{ème} étage	306	18341.033	0.67	883.2005	0.046	0.74	818.3067	0.054
3 ^{ème} étage	306	15654.897	0.67	815.2426	0.042	0.75	756.8889	0.051
4 ^{ème} étage	306	12968.842	0.64	730.2481	0.037	0.72	679.8363	0.045
5 ^{ème} étage	306	10361.356	0.58	629.3368	0.031	0.66	589.3679	0.038
6 ^{ème} étage	306	7753.8712	0.50	513.3796	0.025	0.57	484.3488	0.030
7 ^{ème} étage	306	5217.0042	0.41	375.8377	0.018	0.48	359.5012	0.023
8 ^{ème} étage	306	2680.1372	0.33	223.5219	0.013	0.52	222.0376	0.021

- **Interprétation des résultats :**
 - ✓ On voit bien que la condition citée au-dessus est largement satisfaite, donc l’effet (P – Δ) n’est pas à prendre en considération dans les calculs.

IV.4.5. 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, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_r \times f_{c28}} < 0.3 \quad \text{[RPA99V2003 (Art.7.1.3.3)]}$$

Aves :

N_d : Effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton.

B_r : Aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton = 25MPa

Tableau IV.8 Vérification de l’effort normal réduit.

Niveaux	B_r (cm ²)	N_d (KN)	V	Observation
RDC et 1 ^{er}	60×60	1817.9153	0.202	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55×55	1374.4315	0.182	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50×50	956.1426	0.153	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45×45	563.7213	0.111	Vérifiée
8 ^{ème}	40×40	195.1722	0.049	Vérifiée

- **Interprétation des résultats :**
 - ✓ La condition de l’effort normal réduit dans les poteaux ne dépasse pas la valeur de 0.3, donc la condition est satisfaite, alors les sections des poteaux choisis sont suffisantes.

CONCLUSION

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions et afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

L'étude dynamique de notre structure nous a conduits à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est dû à la hauteur de l'ouvrage étudié. Pour avoir un bon comportement de la structure ainsi que la vérification de l'interaction horizontale et verticale des portiques-voiles, on a optés huit (08) voiles d'épaisseur $e=20$ pour RDC et $e=15$ pour les étages courants, tel que quatre voiles sont disposés selon le sens X et quatre d'autres selon le sens Y. Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 Dimensions des éléments structuraux.

Niveaux	Poteaux (cm ²)	Poutre Principale	Poutre Secondaire
RDC et 1 ^{er}	60×60	30 × 45	30 × 35
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	55×55		
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	50×50		
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	45×45		
8 ^{ème}	40×40		

La modélisation qui a été faite, nous a donnée des résultats satisfaisants vis-à-vis des exigences des règles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1^{er} selon le sens Y et le 2^{ème} selon X et le 3^{ème} est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 7 selon X et dans le mode 8 selon Y. La période de vibration de la structure obtenue est vérifiée ainsi que l'effort normal réduit.

Chapitre V :
ETUDE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

INTRODUCTION

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

V.1. Etude des poteaux

Les poteaux sont les éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS 2016 dans l'ordre suivant :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \dots\dots\dots \text{[BAEL/91]}$$

$$\begin{cases} G + Q \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{cases} \dots\dots\dots \text{[RPA99]}$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- ✓ L'effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ L'effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ Le moment maximal et L'effort normal correspondant.

V.1.1 Recommandation du RPA99/V2003

1. Les Armatures longitudinales

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, leur pourcentage minimal est : $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton en zone IIa.
- ✓ leur pourcentage minimal est :
 $A_{max} = 4\%$ de la section de béton en zone courante.
 $A_{max} = 6\%$ de la section de béton en zone recouvrement.
- ✓ $\phi_{min} = 12mm$ (Diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).
- ✓ La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique). La zone nodale est définie par le nœud poteau poutre et les extrémités des barres qui y concourent. les longueurs à prendre sont :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm) \end{cases}$$

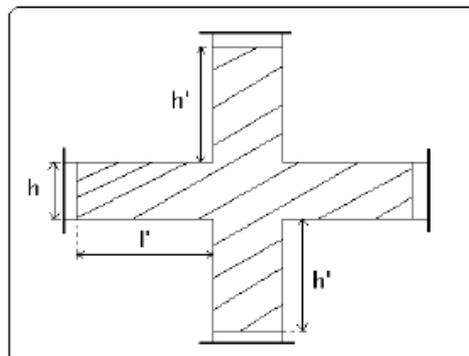


Figure V.1 Zone nodale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Section des armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section de poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1^{er} étage	60×60	28.8	14,4	21.6
Pot 2+3	55×55	24.2	12.1	18.15
Pot 4+5	50×50	20	10	15
Pot 6+7	45×45	16.2	8.1	12.15
Pot 8	40×40	12.8	6.4	9.6

2. Armatures transversales

[RPA99/2003 (Article 7.4.2.2)]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

[RPA99/2003 (formule 7.1)]

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

Avec: $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

a et **b** : sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm)$ (en zone IIa).
- ✓ Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l^{min}$ (en zone I et II).

Avec : φ_l^{min} : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.003 \times t \times b_1 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.008 \times t \times b_1 & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler les valeurs} & \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 φ_t minimums.
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (φ cheminée > 12cm pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS/2016, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 Les sollicitations des poteaux.

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)
RDC+1ère étage	2370.025	7.29	-136,72	21,92	114,51	1018,85
Pot 2+3	1797,66	8,63	120,0119	5,16	94,14	790,86
Pot 4+5	1261,60	10,24	73,2654	9,45	73,85	552,69
Pot 6+7	752,085	9,09	7,76	9,45	52,51	423,46
Pot 8	261,23	9,27	-6,88	-8,07	53,74	122

V.1.3 Ferrailage des poteaux

Exemple de calcul poteau RDC (60×60) cm²

Le calcul de ferrailage se fait pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres calculs seront résumés dans des tableaux.

$b = 60 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; d = 55 \text{ cm} ; d' = 5 \text{ cm}$

$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{bu} = 14.20 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison durable.} \\ \text{acier Fe400} ; f_{bu} = 18.47 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.} \end{array} \right.$

1. Les armatures longitudinales

1.1. Calcul sous N_{max} et M_{cor}

$N_{max} = 2370.025 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{cor} = 7.29 \text{ KN.m (ELU)}$.

$e_G = M/N = 0.003 \text{ m}$.

$e_G < h/2 = 0.6/2 = 0.30 \text{ m} \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$A = N(d - d') - M_A \geq B = (0.337h - 0.81d')bhf_{bu} \dots \dots \dots (I)$

$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 599.79 \text{ KN.m}$

$A = 2370.03 \times 10^{-3}(0.55 - 0.05) - 599.79 \times 10^{-3} = 0.58$

$B = (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2 = 0.83$

$A = 0.58 < B = 0.83 \Rightarrow (I) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.23$

$\mu_{bu} = 0.23 < 0.186 \Rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}}) = 0.34$

$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.47 \text{ m}$

$A_1 = \frac{M_A}{z f_{st}} \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = -31.89 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$

1.2. Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$M = 114.51KN.m$; $N = 1018.85 KN (ACC) \Rightarrow e_G = 0.11m$.

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

$A = 0.14 < B = 0.83 \Rightarrow$ non vérifiée \Rightarrow Calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.369MN.m \rightarrow \mu_{bu} = 0.14 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.19 \rightarrow z = 0.51m \rightarrow A = -7.65cm^2 \rightarrow A = 0cm^2$$

1.3. Calcul sous N_{min} et M_{cor}

$N = -136.72 KN$; $M = 21.92 KN.m (ACC) \Rightarrow e_G = 0.16 m > \frac{h}{2} = 0.30m$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la section des armatures.

$-0.106 < 0.83 \Rightarrow$ non vérifiée \Rightarrow Calcul d'une section partiellement comprimée

$$M_A = -12.26KN \rightarrow \mu_{bu} = -0.00365 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = -0.0046 \rightarrow z = 0.55m \rightarrow A = 2.86 cm^2 / facette$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau V.3 Calcul des armatures longitudinales sur les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	type de section	A ^{cal} (cm ²)	ARPA (cm ²)	A ^{Adop} (cm ²)	Le choix des Barres
RDC+1 ^{er}	60×60	SPC	8.58	28.8	32.17	16HA16=32.17
Pot 2+3	55×55	SEC	0	24.2	29.35	10HA16+6HA14=32.43
Pot 4+5	50×50	SPC	0	20	20.36	4HA16+8HA14=20.36
Pot 6+7	45×45	SPC	1.44	16.2	18.47	12HA14=18.47
Pot 8	40×40	SPC	6.96	12.8	13.57	12HA12=13.57

2. Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents niveaux des poteaux.

Tableau V.4 Calcul des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	RDC	POT 1	POT 2+3	POT 4+5	POT 6+7	POT 8
section du Poteau (cm ²)	60×60	60×60	55×55	50×50	45×45	45×45
$\phi_{l \min}$ (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.2
l_f (cm)	2.618	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
λ_g	4.36	3.57	3.89	4.28	4.76	5.355
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	2.5
V_u (KN)	97.63	8314	87.13	73.87	54.62	40.13
l_r (cm)	64	64	56	56	56	48
S_t (cm) zone nodale	10	10	10	10	10	10
S_t (cm) zone courante	15	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	2.49	2.47	2.45	2.31	1.92	1.07
A^t_{\min} (cm ²)	3.79	4.42	4.33	3.24	2.16	1.11
$A^t_{adopté}$ (cm ²)	4.02	6.28	4.71	4.02	3.14	2.01
Nombre de barres	8HA8	8HA10	6HA10	8HA8	4HA10	4HA8

V.1.4. Vérifications nécessaire

1. Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

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

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

B_r : centième d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élancement λ

✓ $\alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2}$ pour $\lambda \leq 50$

✓ $\alpha = 0.6(\frac{\lambda}{35})^2$ pour $50 < \lambda \leq 70$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$. L'élancement mécanique est donné :

✓ $\lambda = 3.46 \times l_f/b$ Pour les sections rectangulaires.

✓ $\lambda = 4 \times l_f/b$ Pour les sections circulaires

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

$\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$

Remarque :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$N_d = 2370.025 \text{ KN}$

$l_f = 261.8 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 15.115 < 50 \rightarrow \alpha=0.819$

$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.6 - 0.02) = 0.3364 \text{ m}^2$

$N_u = 5.11 \text{ MN}$

$N_d = 2.370 \text{ MN} < N_u = 5.11 \text{ MN} \rightarrow$ Pas de risque de flambement.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 Justification au flambement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _d (KN)	N _u (KN)	Obs
RDC	60x60	3.74	2.618	15.097	0.819	32.17	3364	2370.025	5115.88	Vérifiée
1 ^{er}	60x60	3.06	2.142	12.352	0.829	32.17	3364	2370.025	5164.37	Vérifiée
Pot 2+3	55x55	3.06	2.142	13.475	0.825	29.35	2206.2	1797.66	3345,37	Vérifiée
Pot 4+5	50x50	3.06	2.142	14.823	0.820	20.36	1809.6	1261.60	2722,15	Vérifiée
Pot 6+7	45x45	3.06	2.142	16.470	0.814	18.47	1452.2	752.085	2161,38	Vérifiée
Pot 8	40x40	3.06	2.142	18.528	0.805	13.57	1134.1	261.23	1663,27	Vérifiée

2. Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (Section homogène).

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \Rightarrow V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 \times A' (V - d')^2 + 15 \times A (d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

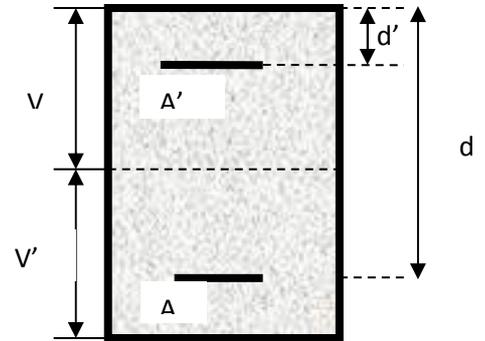


Figure V.2 Section du poteau.

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

Niveaux	RDC+1 ^{er} étage	2 ^{ème} +3 ^{ème} étage	4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	6 ^{ème} +7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
section du Poteau (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	45×45
d (cm)	55	50	45	40	35
A' (cm ²)	32.17	29.35	20.36	18.47	13.57
A (cm ²)	32.17	29.35	20.36	18.47	13.57
V (cm)	53.65	49.27	45.09	40.16	35.94
V' (cm)	6.3	5.72	4.91	4.83	4.05
I _{yy'} (m ⁴)	0.031	0.022	0.015	0.0097	0.0062
N _{ser} (MN)	1.716	1.302	0.91	0.55	0.19
M _{ser} (MN.m)	0.44	0.31	0.037	0.036	0.039
σ _{bc1} (MPa)	4.57	4.23	4.11	3.85	3.53
σ _{bc2} (MPa)	3.59	3.22	2.73	1.93	0.89
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Verifier	Verifier	Verifier	Verifier	Verifier

3. Vérification aux sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{[RPA version 2003 (article 7.4.3.2)]}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.040 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} ; \tau_u = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveaux	section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observ
RDC+1 ^{ère} étage	60×60	6.23	0.075	54	97.63	0.301	1.875	Vérifiée
Pot 2+3	55×55	5.56	0.075	49.5	87.13	0.320	1.875	Vérifiée
Pot 4+5	50×50	6.12	0.075	45	73.78	0.328	1.875	Vérifiée
Pot 6+7	45×45	6.8	0.075	40.5	54.62	0.300	1.875	Vérifiée
Pot 8	40×40	7.65	0.075	36	40.13	0.279	1.875	Vérifiée

V.1.5. Schéma de ferrailage des poteaux

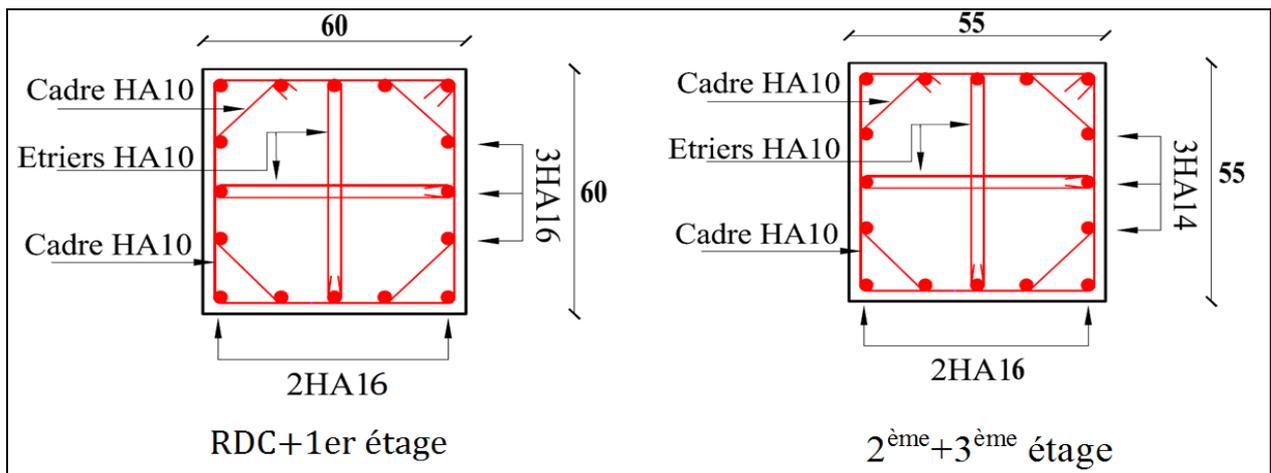


Figure V.3 Schéma de ferrailage des poteaux (RDC-3^{ème} étage).

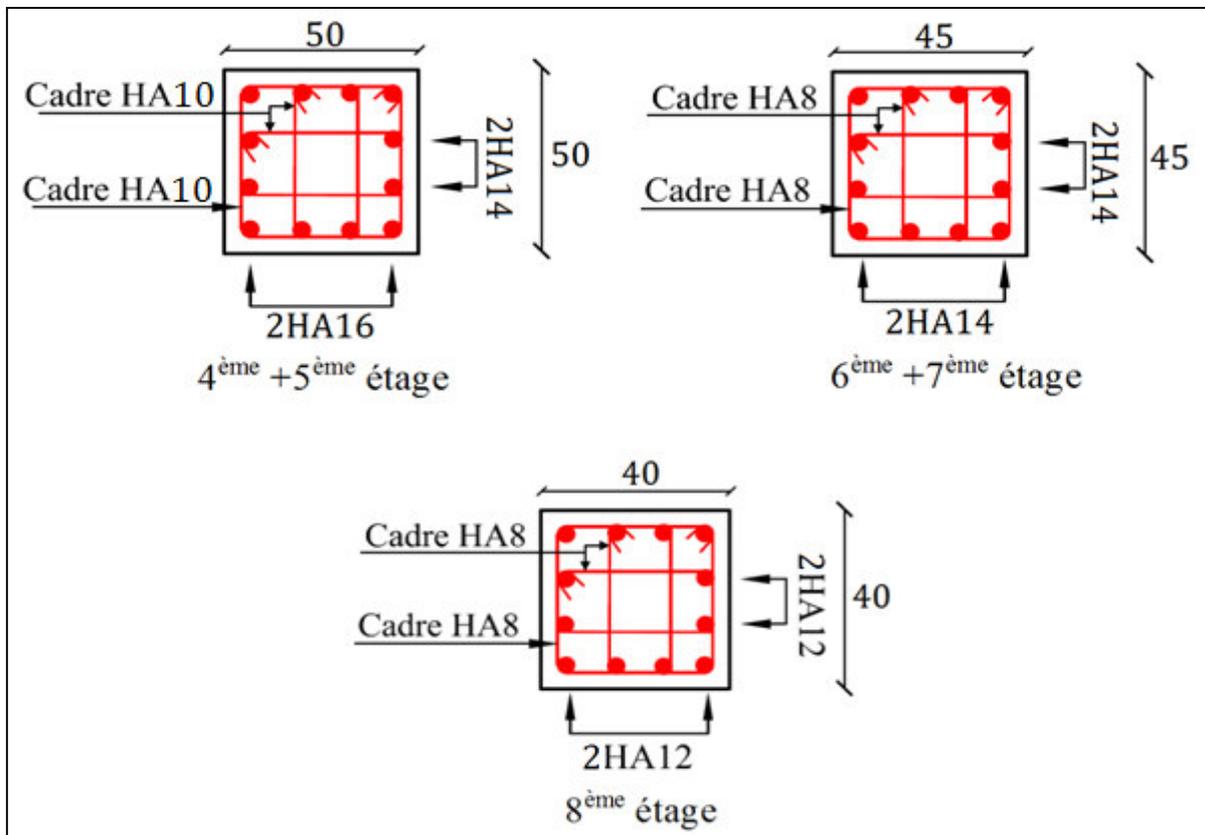


Figure V.4 Schéma de ferrailage des poteaux (4^{ème}-8^{ème} étage).

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version 2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS/2016, sous les combinaisons d'action les plus défavorables données par :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \dots\dots\dots \text{[BAEL/91]}$$

$$\begin{cases} 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{cases} \dots\dots\dots \text{[RPA99]}$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à ferrailer :

- ✓ Poutres principales (30×45).
- ✓ Poutres secondaires (30×35).

V.2.1 Recommandation du RPA 99/V2003

1. Les armatures longitudinales [RPA99 (Art 7.5.2)]

- ✓ **Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5%(b × h) en toute section (en zone IIa).**

$$\text{Soit : } \begin{cases} \text{Poutres Secondaires (30 × 35)} \Rightarrow A_{min} = 0.5\%(30 \times 35)\text{cm}^2 = 5.25 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres Principales (30 × 45)} \Rightarrow A_{min} = 0.5\%(30 \times 45)\text{cm}^2 = 6.75 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- ✓ **Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :**

$$A_{max} = \begin{cases} 4\%(b \times h) \Rightarrow \text{en zone courante} \\ 6\%(b \times h) \Rightarrow \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

- ✓ **En zone courante**

$$\text{Soit : } \begin{cases} \text{Poutres Secondaires (30 × 35)} \Rightarrow A_{max} = 4\%(30 \times 35)\text{cm}^2 = 42 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres Principales (30 × 45)} \Rightarrow A_{max} = 4\%(30 \times 45)\text{cm}^2 = 54 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- ✓ **En zone de recouvrement**

$$\text{Soit : } \begin{cases} \text{Poutres Secondaires (30 × 35)} \Rightarrow A_{max} = 6\%(30 \times 35)\text{cm}^2 = 63 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres Principales (30 × 45)} \Rightarrow A_{max} = 6\%(30 \times 45)\text{cm}^2 = 81 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale des recouvrements est de : **40φ** en zone IIa.

ϕ_{max} : est le diamètre maximale utilisé.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

2.2. Les armatures transversales [RPA99 (Art 7.5.2.2)]

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.3\% \times S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

- ✓ En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : **h** : La hauteur de la poutre

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

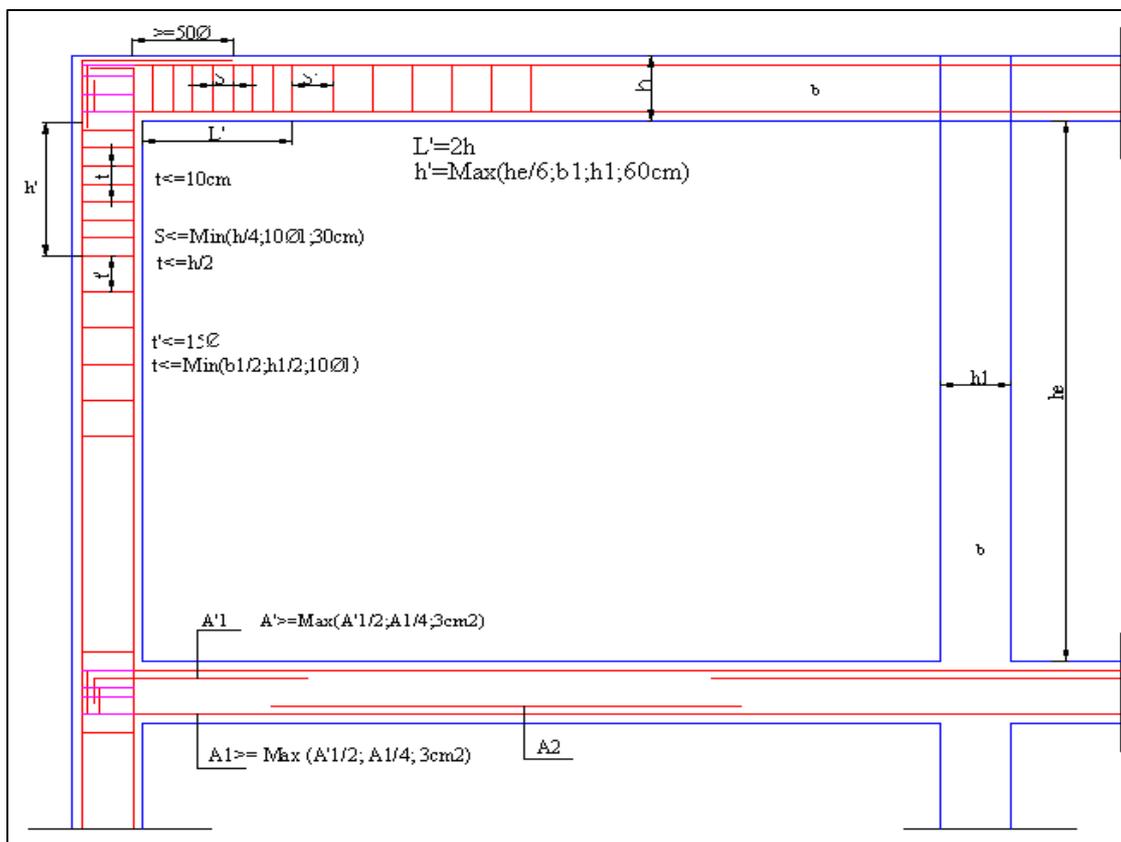


Figure V.5 Disposition constructive des portiques.

V.2.2. Les sollicitations de calcul

Tableau V.8 Les sollicitations de calcul les plus défavorables des poutres.

Niveaux	Type de poutre	Les moments (KN.m)	
		Travée	Appui
Etages courants	Poutre principale	76.97	-119.66
	Poutre secondaire	57.48	-63.68
Terrasse	Poutre principale	57.18	-105.17
	Poutre secondaire	21.27	-27.88

V.2.3. Ferrailage des poutres

1. Armatures longitudinales

Les sollicitations (moments, effort tranchant) sont déduites de logiciel d’ETABS 2016 version 16.2.

Les Résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.9 Calcul de ferrailage des poutres principales et secondaire.

Etage	Type de Poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)	L _r (cm)
Etages courants	Principale	30×45	Appui	7.90	6.75	3HA14+3HA12=8.01	56
			Travée	5.20		3HA14+2HA12=6.88	56
	Secondaire	30×35	Appui	5.13	5.25	3HA14+2HA12=6.88	56
			Travée	4.8		3HA14+2HA12=6.88	56
Terrasse	Principale	30×45	Appui	6.10	6.75	3HA14+2HA12=6.88	56
			Travée	4.6		3HA14+2HA12=6.88	56
	Secondaire	30×35	Appui	3.7	5.25	5HA12=5.65	56
			Travée	2.4		5HA12=5.65	56

2. Les longueurs de recouvrement [RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)]

$L_r \geq 40\phi$ tel que : L_r : longueur de recouvrement

pour : $\phi = 16\text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64\text{ cm} \Rightarrow$ on adopte : $L_r = 65\text{ cm}$

pour : $\phi = 14\text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56\text{ cm} \Rightarrow$ on adopte : $L_r = 60\text{ cm}$

pour : $\phi = 12\text{ mm} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48\text{ cm} \Rightarrow$ on adopte : $L_r = 50\text{ cm}$

3. les armatures transversales

3.1. Calcul de ϕ_t

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{[BAEL91 (Art. III.3)]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales} \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(2; 1.28; 3) \\ \text{Poutres secondaires} \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(1.4; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1; 3) \end{array} \right.$$

On prend : $\phi_t = 8\text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01\text{ cm}^2$ (1 cadre + 1étrier)

3.2. Calcul des espacements [RPA99/version 2003(Art 7.5.2.2)]

✓ **Zone nodale** : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_{min} ; 30)$

{ Poutres principales $\Rightarrow S_t \leq \min(11.25 ; 24 ; 30)\text{ cm}$

{ Poutres secondaires $\Rightarrow S_t \leq \min(8.75 ; 14.4 ; 30)\text{ cm}$

On prend : $S_t = 10\text{ cm}$

✓ **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

{ Poutres principales $\Rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5$

{ Poutres secondaires $\Rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5$

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

3.3. Vérification des sections d’armatures transversales minimales

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.35\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

V.2.4. Vérification nécessaires

1. Vérification à l'ELU

1.1. Condition de non fragilité

$$A_t^{cal} > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

- { Poutres principales $\Rightarrow A_{min} = 1.52 \text{ cm}^2$
- { Poutres secondaires $\Rightarrow A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2$

$A_t^{cal} > A_{min} \Rightarrow$ Donc la condition de non fragilité est satisfaite.

1.2. Contrainte tangentielle maximale

- **Vérification de l'effort tranchant (FPN)**

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10 Vérification de l'effort tranchant dans les poutres.

Poutres	ETAGE	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	Etage courant	141.45	1,16	Vérifiée
	terrasse	103.20	0,85	Vérifiée
Poutres secondaires	Etage courant	78.77	0.73	Vérifiée
	terrasse	37.81	0,35	Vérifiée

2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appui intermédiaire : $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

Appuis de rive : $A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u)$

Tableau V.11 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Etage	Poutres	V_u^{max} (KN)	M_a (KN.m)	A_l (cm^2)	A_l^{rive} (cm^2)	A_l^{int} (cm^2)	Obs
Etage courant	principale	141.45	-119.66	9.24	4.07	-5.03	vérifiée
	secondaire	78.77	-63.68	6.88	2.26	-3.23	vérifiée
Terrasse	principale	103.20	-105.17	9.24	2.26	-5.03	vérifiée
	secondaire	37.81	-27.88	4.62	1.09	-1.32	vérifiée

2. Vérification à l'ELS

2.1. Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

2.2. État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 Vérification de la contrainte limite de béton pour les poutres.

plancher	Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
terrasse	Poutres principales	Appuis	-60.97	147364	14.2	5.81	15
		Travées	34.31	147364	14.2	3.27	15
	Poutres secondaire	Appuis	-22.05	94828.55	12.9	2.99	15
		Travées	9.9	94828.55	12.9	1.34	15
Etages courants	Poutres principales	Appuis	-25.98	147364	14.2	2.48	15
		Travées	28.62	147364	14.2	2.73	15
	Poutres secondaires	Appuis	-35.38	94828.55	12.9	3.23	15
		Travées	15.96	94828.55	12.9	1.85	15

2.3. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

La vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \quad \text{[BAEL91]} \\ \frac{A}{b_0 \times d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{aligned} \right.$$

1.1. Poutres principales

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{45}{545} = 0.082 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{h}{L} &= 0.082 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{34.31}{10 \times 86.34} = 0.04 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} &= \frac{9.24 \times 10^{-4}}{0.4 \times 0.42} = 0.0055 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{aligned} \right.$$

1.2. Poutres secondaires

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{h}{L} &= \frac{35}{470} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{h}{L} &= 0.085 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} &= \frac{6.88 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.32} = 0.0062 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{1.2}{400} = 0.0105 \dots\dots \text{vérifiée.} \end{aligned} \right.$$

Remarque : les trois conditions étant satisfaites selon les deux types de poutres, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

2.4. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99 (Article 7.6.2) exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

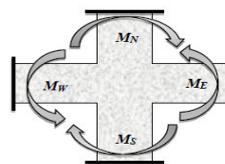


Figure V.6 Répartition des moments dans les zones nodales.

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement de :

- ✓ Des dimensions de la section du béton
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \Rightarrow z = 0.85 \times h \Rightarrow \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

h : La hauteur totale de la section du béton).

Tableau V.13 Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_R(\text{KN.m})$
RDC+1 ^{er}	60x60	54	32.17	604.54
Pot 2+3	55x55	49.5	29.35	505.58
Pot 4+5	50x50	45	20.36	318.84
Pot 6+7	45x45	40.5	18.47	260.32
Pot 8	40x40	36	13.57	170

- **Détermination des moments résistants dans les poutres**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux. Les résultats de calculs sont injectée directement dans le tableau suivant :

Tableau V.14 Vérification de la zone nodale dans les poutres.

Niveau	M_N (KN.m)	M_S (KN.m)	M_W (KN.m)	M_E (KN.m)	$M_N + M_S$	$1.25 (M_W + M_E)$	Observation
RDC	765.95	765.95	115.7	115.7	1531.91	289.25	Vérifiée
1 ^{er} étage	115.70	765.95	115.7	115.7	881.66	289.25	Vérifiée
2 ^{eme} étage	538.73	702.13	115.7	115.7	1240.86	289.25	Vérifiée
3 ^{eme} étage	489.76	538.73	115.7	115.7	1028.49	289.25	Vérifiée
4 ^{eme} étage	389.58	489.76	115.7	115.7	879.34	289.25	Vérifiée
5 ^{eme} étage	350.62	389.58	115.7	115.7	740.21	289.25	Vérifiée
6 ^{eme} étage	304.56	350.62	115.7	115.7	655.18	289.25	Vérifiée
7 ^{eme} étage	270.72	304.56	115.7	115.7	575.28	289.25	Vérifiée
8 ^{eme} étage	0	270.72	115.7	115.7	270.72	289.25	Vérifiée

Conclusion

Les vérifications des zones nodales sont justifiées dans tous les niveaux, sauf pour le 8^{ème} étage. Mais selon RPA, les deux derniers niveaux la vérification est facultative; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.2.5. Schéma de ferrailage des poutres

1. Exemple de disposition constructive d'une poutre

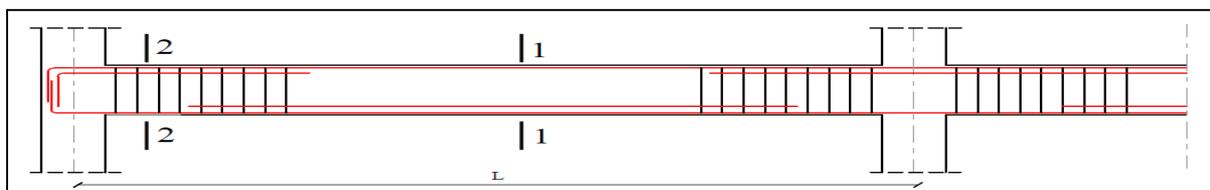


Figure V.7 Schéma d'exemple de disposition constructive de la poutre principale.

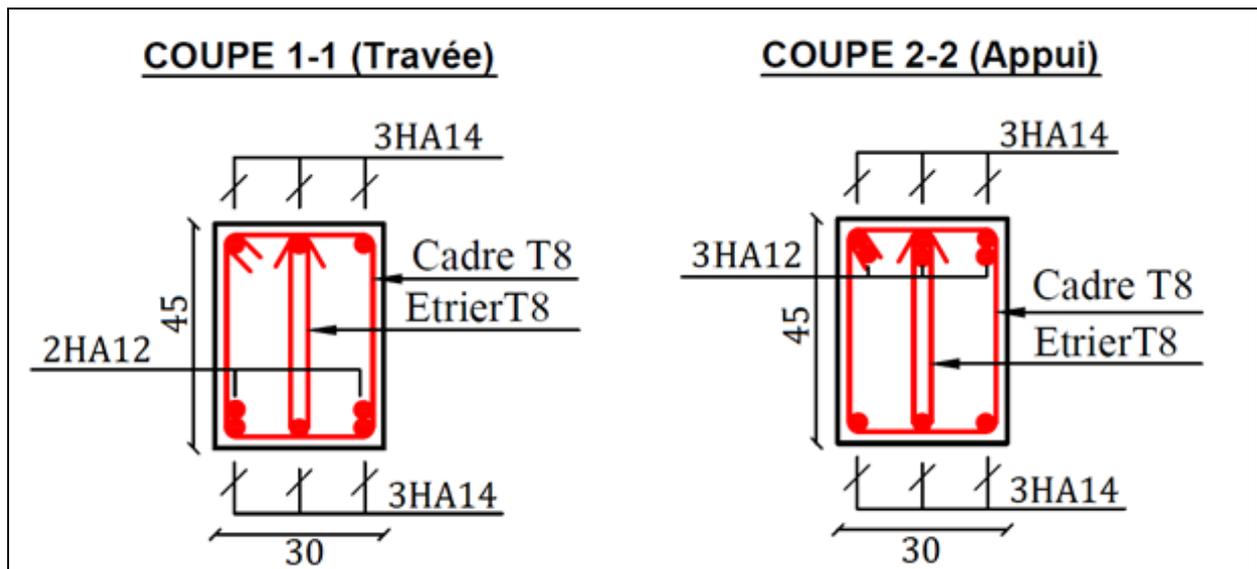


Figure V.8 Schéma de ferrailage des poutres principales d'étage courant.

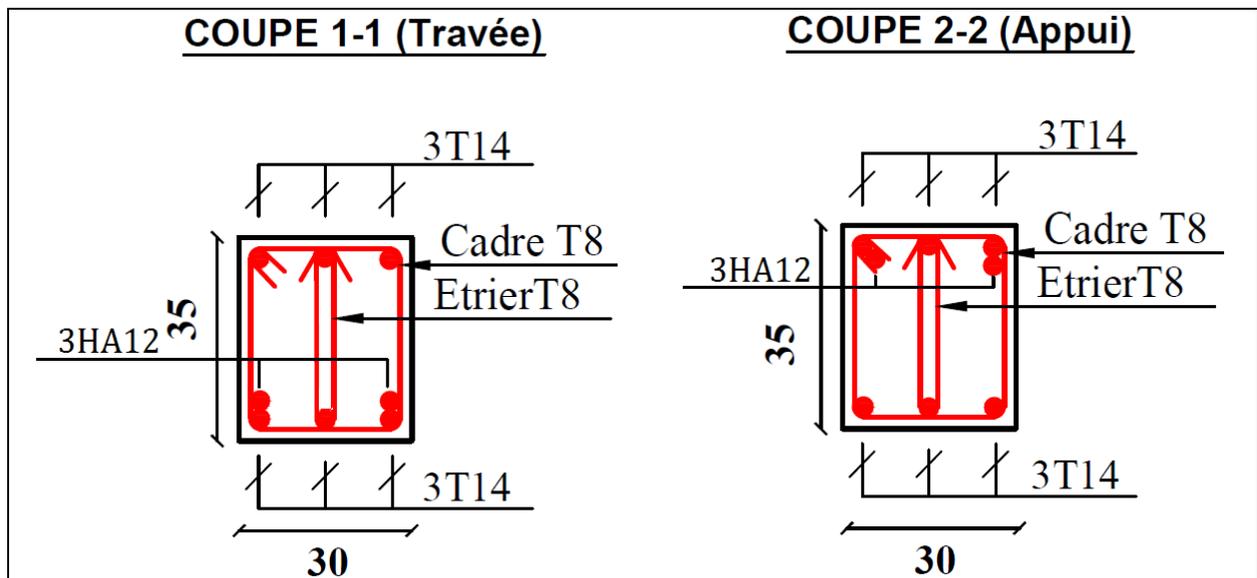


Figure V.9 Schéma de ferrailage des poutres secondaires d'étage courant.

V.3. 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 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

V.3.1. 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 :

- ✓ $A_{min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_t : longueur de la zone tendue et 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.

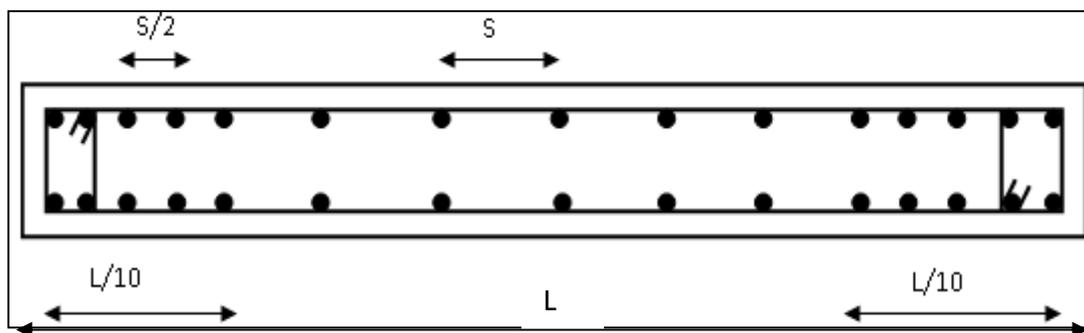


Figure V.10 Disposition des armatures verticales.

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 : $10 \times \phi$

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 : $A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V = 1.4V_u$

5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

Le pourcentage minimal d'armatures est de :

- ✓ $A_{min} = 0.15\% \times e \times h$ dans la zone extrême de voile.
- ✓ $A_{min} = 0.10\% \times e \times h$ 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 $S_t = \min(1.5 \times e; 30cm)$ 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.3.2. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du logiciel ETABS/V2016, avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- ✓ Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \Rightarrow N_{correspondant}$
- ✓ Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{max} \Rightarrow M_{correspondant}$
- ✓ Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \Rightarrow M_{correspondant}$

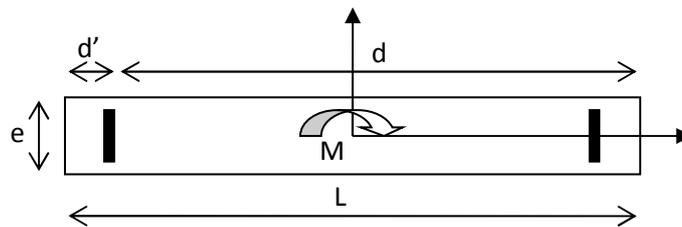


Figure V.11 Schéma d'un voile pleine.

Le calcul de ferrailage se fera à la flexion composé pour une section ($e \times l$)

Avec : $A = \max [A1(N_{max} \rightarrow M_{cor}), A2(M_{max} \rightarrow N_{cor}), A3(N_{min} \rightarrow M_{cor})]$

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{min}) du RPA99 et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{min} = 0,15\% \times e \times l$)

A_v^{min}/ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue

($A_v^{min}/ten = 0,2\% \times e \times L_t$)

$A_v^{min}/comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée

($A_v^{min}/comp = 0,1\% \times e \times L_c$)

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

$A_h^{min} = 0,15\% \times e \times l$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée

A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement

N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement

Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15. Récapitulation du ferrailage du voile Vx1, Vx2.

Niveau	RDC	E1, E2, E3 et E4	E5, E6, E7 et 8 ^{eme}
L (cm)	1.70	1.70	1.70
e (cm)	20	15	15
M (KN.m)	711.97	147.23	84.09
N (KN)	761.66	243.85	347.21
V (KN)	149.24	63.2	55.71
τ (MPa)	0.52234	0.29	0.52234
$\bar{\tau} = 0.2f_c28$ (MPa)	5	5	5
$A_v \text{ adt/Lt}$ (cm ²)	9.05	9.05	6.28
A_{\min} (cm ²)	2.7	2.7	2.7
N barre/Lt	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA10
2 nappes/15cm	HA10	HA10	HA10
σ_1 (Mpa)	3.645	3.16	1.13
σ_2 (Mpa)	-3.008	-4.38	0.063
Lt (m)	0.904	0.904	0.904
St (cm)	15	15	15
$A_h \text{ cal}$ (cm ² /ml)	0.77315	0.77315	0.77315
N ^{br} barre/face	2*7HA8	2*7HA8	2*7HA8
$A_h \text{ adpt}$ (cm ² /ml)	7.04	7.04	7.04

Tableau V.16. Récapitulation du ferrailage du voile Vx3, Vx4, Vx5.

Niveau	RDC	E1, E2, E3 et E4	E5, E6, E7 et 8 ^{eme}
L (cm)	1.45	1.45	1.45
e (cm)	20	15	15
M (KN.m)	265.49	123.82	38.58
N (KN)	-97.85	105.098	125.459
V (KN)	141.64	77.29	68.27
τ (MPa)	0.583	0.42	0.38
$\bar{\tau} = 0.2f_c28$ (MPa)	5	5	5
$A_v \text{ adt/Lt}$ (cm ²)	6.79	6.79	4.71
A_{\min} (cm ²)	2.32	2.48	0.93
N barre/Lt	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA10
2 nappes/15cm	HA10	HA10	HA10
σ_1 (Mpa)	1.99	1.19	0.73
σ_2 (Mpa)	-1.42	-0.402	0.056
Lt (m)	0.705	0.705	0.705
St (cm)	15	15	15
$A_h \text{ cal}$ (cm ² /ml)	0.305	0.305	0.305
N ^{br} barre/face	2*7HA8	2*7HA8	2*7HA8
$A_h \text{ adpt}$ (cm ² /ml)	7.04	7.04	7.04

Tableau V.17. Récapitulation du ferrailage du voile Vy1, Vy2, Vy3, Vy4, Vy5.

Niveau	RDC	E1, E2, E3 et E4	E5, E6, E7 et 8 ^{eme}
L (cm)	1.3	1.3	1.3
e (cm)	20	15	15
M (KN.m)	202.41	123.82	40.71
N (KN)	68.66	105.09	186.46
V (KN)	127.41	83.34	65.79
τ (MPa)	0.56	0.49	0.39
$\bar{\tau} = 0.2f_c28$ (MPa)	5	5	5
$A_v \text{ adt/Lt}$ (cm ²)	6.79	6.79	4.71
A_{min} (cm ²)	3.04	2.54	1.2
N barre/Lt	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA10
2 nappes/15cm	HA10	HA10	HA10
σ_1 (Mpa)	1.2	0.85	0.48
σ_2 (Mpa)	-1.7	-0.95	0.069
Lt (m)	0.9	0.9	0.9
St (cm)	15	15	15
$A_h \text{ cal}$ (cm ² /ml)	0.39	0.39	0.39
N ^{br} barre/face	2*7HA8	2*7HA8	2*7HA8
$A_h \text{ adpt}$ (cm ² /ml)	7.04	7.04	7.04

V.3.3 schéma de Ferrailage

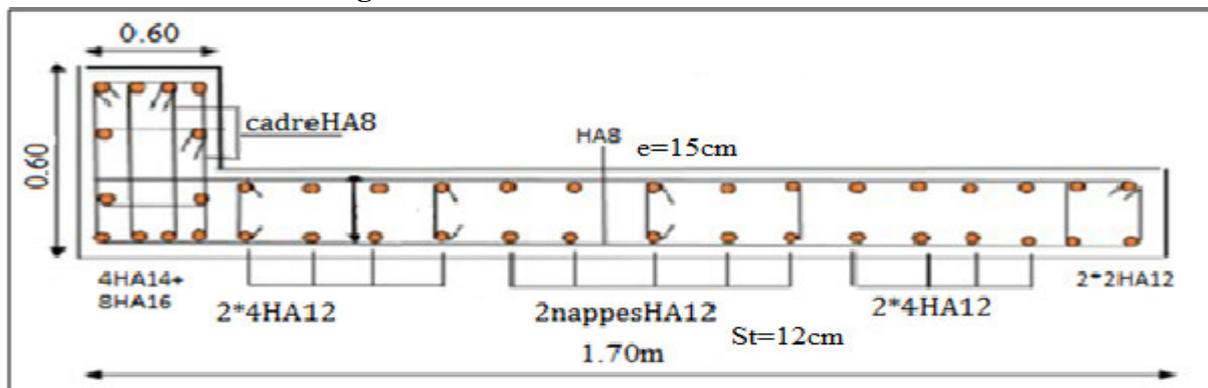


Figure V.12 Schéma ferrailage du voile Vx1, Vx2, Vx4.

CONCLUSION

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure. Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés à la flexion composée. Le ferrailage adopté est le ferrailage maximum obtenu par logiciel de calcul ETABS et celui donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisés. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres quand elles ont été ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée grâce au logiciel ETABS/16. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL/91.

Chapitre VI :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure, elles forment une assise rigide.

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.1. Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.

VI.2. Combinaisons d'actions à considérer

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{cases} \quad \text{[RPA99 (Article 10.1.4.1)]}$$

Ainsi que les conditions citées par le BAEL91 :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

VI.3. Les vérifications de types de fondations

Afin de choisir le type de fondation à adopter pour notre structure, on procède tous d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites on passera au radier général.

VI.3.1. Vérification des semelles isolées

Premièrement on suggère des semelles isolées dont la vérification concerne la semelle sous le poteau le plus sollicité, tel que :

$$\frac{N^{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots (1)$$

N^{ser} : L'effort normal maximal à l'ELS agissant sur la semelle, déduit de la modélisation avec le logiciel ETABS/2016.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.69 dont la profondeur d'ancrage est estimée à 3.8 m.

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base (a^2) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

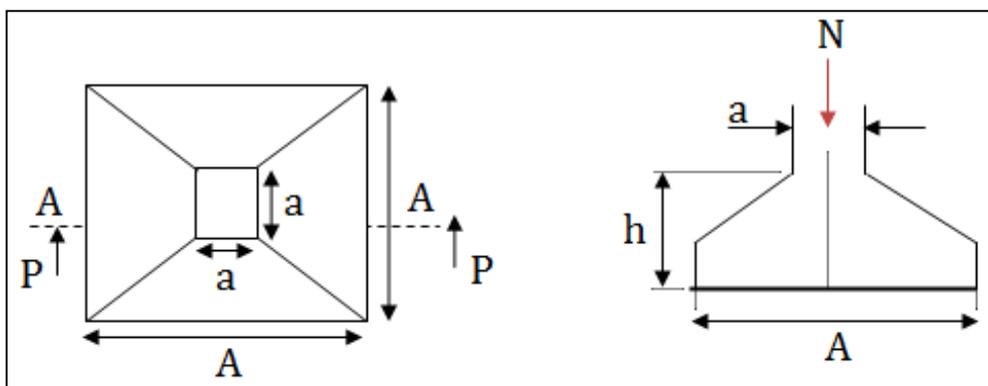


Figure VI.1 Schéma de la semelle isolée.

INTRODUCTION

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure, elles forment une assise rigide.

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.1. Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.

VI.2. Combinaisons d'actions à considérer

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{cases} \quad \text{[RPA99 (Article 10.1.4.1)]}$$

Ainsi que les conditions citées par le BAEL91 :

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

VI.3. Les vérifications de types de fondations

Afin de choisir le type de fondation à adopter pour notre structure, on procède tous d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes, si ces deux vérifications ne sont pas satisfaites on passera au radier général.

VI.3.1. Vérification des semelles isolées

Premièrement on suggère des semelles isolées dont la vérification concerne la semelle sous le poteau le plus sollicité, tel que :

$$\frac{N^{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots (1)$$

N^{ser} : L'effort normal maximal à l'ELS agissant sur la semelle, déduit de la modélisation avec le logiciel ETABS/2016.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.69 dont la profondeur d'ancrage est estimée à 3.8 m.

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base (a^2) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

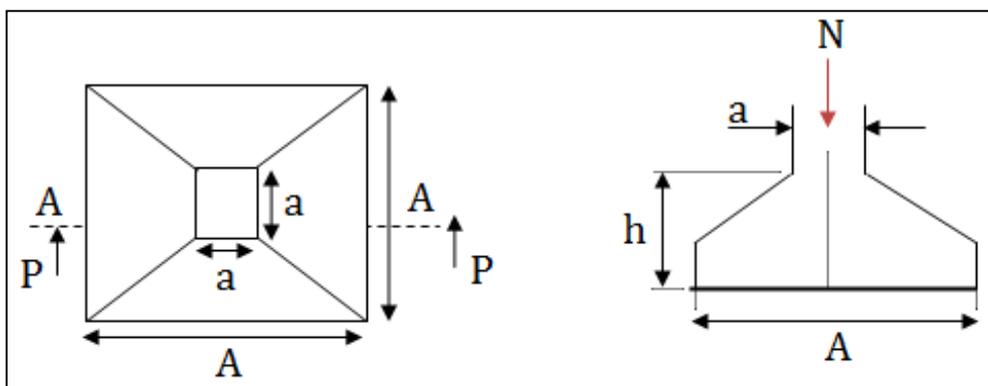


Figure VI.1 Schéma de la semelle isolée.

$$N^{ser} = 1716.6498 \text{ KN} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 1.69 \text{ bars}$$

Poids de l'avant poteaux : $N_{inf} = 0.6 \times 0.6 \times 25 \times 1 = 9 \text{ KN}$

Poids de la semelle estime forfaitairement à 20 KN

Poids du remblai sur la semelle forfaitairement :

$$N_{remblai} = \gamma_{remblai} \times h \times b = 20 \times 1 \times 1 = 20 \text{ KN}$$

$$N = N^{ser} + N_{inf} + N_{remblai} + 20 = 1765.6498 \text{ KN}$$

$$\frac{N^{ser}}{B^2} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N^{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N^{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1795.6498}{169}} \Rightarrow A \geq 3.23 \text{ m}$$

En tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions on remarque que l'utilisation des semelles isolées est impossible à cause de chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.3.2. Vérification des semelles filantes

En Choissant une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 07 poteaux.

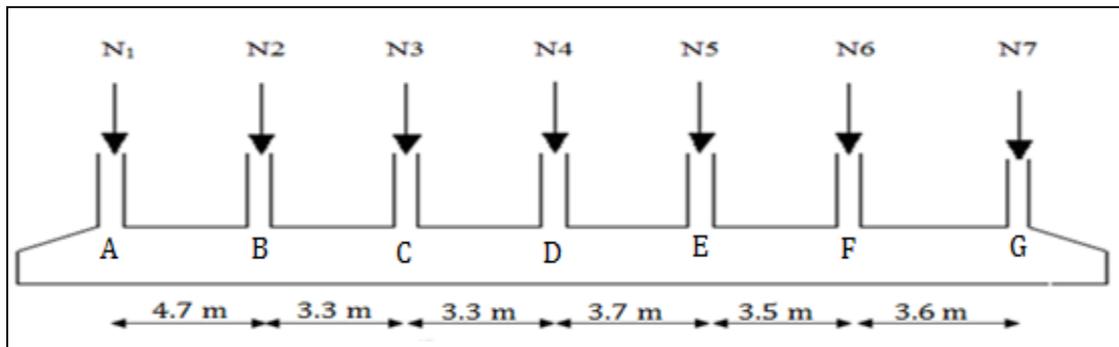


Figure VI.2 Schéma de la semelle filante.

Soit l'effort normal provenant des poteaux à la semelle filante est la somme des efforts Ni de chaque poteau tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 1028.4776 \text{ KN} \\ N_2 = 1716.6498 \text{ KN} \\ N_3 = 1433.8213 \text{ KN} \\ N_4 = 1369.9553 \text{ KN} \\ N_5 = 1567.0594 \text{ KN} \\ N_6 = 1469.6937 \text{ KN} \\ N_7 = 637.0395 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow \sum N_i = 9222.6966 \text{ KN}$$

On constate que la file 02 est la plus sollicité, donc le dimensionnement se fera en fonction de cet effort. $\Rightarrow N_2 = 1716.6498 \text{ KN}$

Poids de l'avant poteaux : $N_{AP} = 0.6 \times 0.6 \times 25 \times 1 \times 7 = 63 \text{ KN}$

Poids de la semelle estimé forfaitairement à 200 KN

Poids du remblai sur la semelle forfaitairement :

$$N_{remblai} = \gamma_{remblai} \times h \times b \times l = 558.86 \text{ KN}$$

D'où l'effort total est : $N_t = 9222.6966 + 63 + 558.86 + 200 = 10044.56 \text{ KN}$

$$\frac{N_t}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B = \frac{N_t}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B = \frac{10044.56}{169 \times 23.3} = 2.56 \text{ m}$$

Vu l'ancrage qu'on a qui est très importants on doit passer à un radier général.

VI.4. Etude de radier général

Si la capacité du sol est faible ; les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction. Le radier sera calculé comme un plancher renversé. Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

VI.4.1. Pré dimensionnement

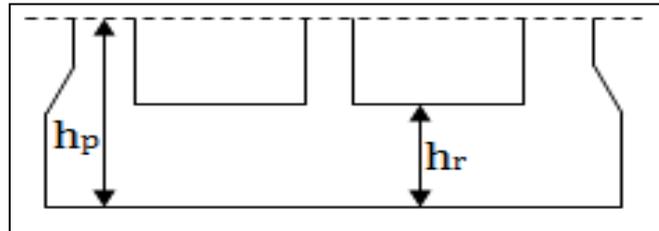


Figure VI.3 Dimension du radier.

1. Condition de coffrage

$$\begin{cases} \text{Dalle} \Rightarrow h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{545}{20} = 27.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{Nervure} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{545}{10} = 54.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } h_t = 60 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots(1)$$

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. $L_{max} = 5.45 \text{ m}$

2. Condition de rigidité

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow L_e \geq \sqrt[4]{(4 \times E \times I) / (K \times b)}$$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol (sol moyen S2) : $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

b : La largeur de radier de 1ml. $h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.45^4 \times 4.10^4}{\pi^4 \times 3.2 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq$

$81.66 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$

A partir des deux conditions (1) et(2) on adopte pour les dimensions suivantes :

- ✓ La hauteur nervure : $h_t = 100 \text{ cm}$
- ✓ La hauteur de radier : $h_r = 40 \text{ cm}$

3. Calcul du Poids et la surface de radier

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 28117.903 \text{ KN}$

Poids de l'avant poteaux : $N_{AP} = 0.6 \times 0.6 \times 25 \times 1 \times 7 = 63 \text{ KN}$

Poids du remblai sur la semelle forfaitairement :

$N_{béton} = \gamma_{béton} \times h \times b \times l = 558.86 \text{ KN}$

D'où l'effort total est : $N_t = N_{rad} + N_{AP} + N_{béton} = 29139.76 \text{ KN}$

$\frac{N_t}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{29139.76}{169} = 172.42 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = L_x \times L_y = 245.31 \text{ m}^2$

$S_{radier} = 172.42 \text{ m}^2 \leq S_{bat} = 245.31 \text{ m}^2 \Rightarrow$ Donc on aura un radier sans débord.

VI.4.2. Vérifications nécessaires

1. Vérification de la contrainte dans le sol

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} \times (X_G; Y_G)$$

N : L'effort normal dû aux charges verticales

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base tirée du logiciel ETABS, V16.

$$I_{x,y} = \frac{b \times h^3}{12} ; X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$\begin{cases} X_G = 11.30 \text{ m} ; I_{xG} = 2488.58 \text{ m}^4 \\ Y_G = 5.51 \text{ m} ; I_{yG} = 9805.05 \text{ m}^4 \\ S = 245.31 \text{ m}^2 \end{cases}$$

On est dans le cas d'un diagramme trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.169 \text{ MPa}$$

Sens X-X

$N_t = 29139.76 \text{ KN}$; $M_x = 17996.4453 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{29.13976}{245.31} + \frac{17.9964453}{2488.58} \times 5.51 = 0.16 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{29.13976}{245.31} - \frac{17.9964453}{2488.58} \times 5.51 = 0.08 \text{ MPa} \end{cases}$$

Ce qui donne : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.16 + 0.08}{4} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.169 \text{ MPa}$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y

$N_t = 29139.76 \text{ KN}$; $M_y = 16719.465 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{29.13976}{245.31} + \frac{16.719465}{9805.05} \times 11.30 = 0.14 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{29.13976}{245.31} - \frac{16.719465}{9805.05} \times 11.30 = 0.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Ce qui donne : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.14 + 0.1}{4} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.169 \text{ MPa}$

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens Y-Y.

2. Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X

$$e = \frac{M_x}{N_{ser}} = \frac{17996.4453}{29139.76} = 0.62 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{22.4}{4} = 5.6 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$e = \frac{M_y}{N_{ser}} = \frac{16719.465}{29139.76} = 0.57 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = \frac{11.05}{4} = 2.76 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc pas de risque au renversement dans les deux sens.

3. Vérification de la poussée hydrostatique

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

$$\begin{cases} N = 29139.76 \text{ KN} \\ H = 3.8 \text{ m (la hauteur de la partie ancrée du bâtiment)}. \\ F_s = 1.5 \text{ (coefficient de securité)}. \\ S_{rad} = 245.31 \text{ m}^2 \text{ (surface de radier)}. \\ \gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau)}. \end{cases}$$

$$N = 29139.76 \text{ KN} \geq 1.5 \times 3.8 \times 245.31 \times 10 = 13982.67 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivé de l'eau.

4. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison ELU la plus défavorable.

$$N_d = 2370.0251 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{2370.0251 \times 5.45}{2 \times 245.31} = 26.33 \text{ KN} \Rightarrow d \geq \frac{26.33 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.01 \text{ m}$$

$$d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 0.40 = 0.36 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{26.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc pas de cisaillement dans le radier.

5. Vérification au poinçonnement

$$N_u \leq 0.045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{[BAEL91 (Art A.5.2 .42)]}$$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité ; $N_u = 1817.9153 \text{ KN}$

U_C : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_C = 2 \times (A + B) \Rightarrow A = B = a + h_t = 0.80 + 1 = 1.8 \text{ m}$$

$$U_C = 2 \times (1.8 + 1.8) = 7.2 \text{ m}$$

$$N_u = 2370.051 \text{ KN} \leq 0.045 \times 7.2 \times 1 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 5400 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc pas de risque au poinçonnement.

VI.5. Ferrailage de radier

VI.5.1. Ferrailage de la dalle

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

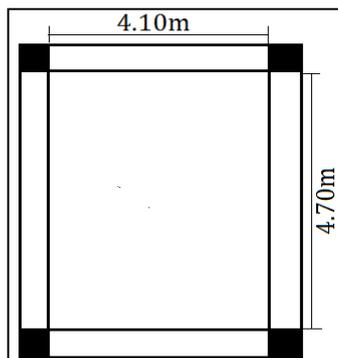


Figure VI.4 panneau du radier le plus sollicité.

G_0 : Le poids propre de radier.

$$G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0.40 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$l_x = 4.7 - 0.6 = 4.10 \text{ m}$$

$$l_y = 5.30 - 0.6 = 4.7 \text{ m}$$

1. Calcul à l'ELU

1.1. Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{38686.7811}{245.31} + 1.35 \times 10 = 171.2 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{28117.903}{245.31} + 10 = 124.62 \text{ KN/m}^2$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.87 > 0.4 \Rightarrow$ Alors la dalle est sur 04 appuis travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \dots\dots\dots\text{Annexe} \end{cases}$$

• **Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0486 \times 171.2 \times 4.1^2 \Rightarrow M_{x1} = 139.86 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.7244 \times 139.86 \Rightarrow M_{y1} = 101.31 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments réels**

En travée : $\Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 118.88 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 86.11 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $\Rightarrow \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_{0x} = -41.95 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times M_{0y} = -30.39 \text{ KN.m} \end{cases}$

Le ferrailage se fera pour une section : $(b \times h_r) = (1 \times 0.40)m^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 Résultats de calcul de Ferrailage du radier.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A^{min} (cm ² /ml)	A^{adop} (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	X-X	118.88	0.060	0.077	0.358	9.51	3.408	7HA14 = 10.78	15
	Y-Y	86.11	0.044	0.056	0.361	6.83	3.20	7HA12 = 7.92	15
Appui	X-X	-41.95	0.021	0.026	0.366	3.28	4.47	5HA12 = 5.65	20
	Y-Y	-30.39	0.015	0.018	0.367	2.37	4.47	5HA12 = 5.65	20

Remarque: On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

1.2. Les vérifications nécessaires à l'ELU

• **Conditions de non fragilites**

$e \geq 12$ et $\rho = 0.87 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \Rightarrow$ pour $f_e E400$

$$A_{min}^x = 0.80\% \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h_r = 3.408 \text{ cm}^2 \leq A_x^{adopt} = 9.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2 \leq A_y^{adopt} = 6.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^a = (0.23 \times b \times d \times f_{t28})/f_e = 4.47 \text{ cm}^2 \geq A_a^{adopt} = 3.28 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec: $A_{min}^a = 4.47 \text{ cm}^2$

• **Calcul de l'espacement**

$$St \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$FPN \Rightarrow \begin{cases} St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{on opte pour : } St = 20 \text{ cm}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 221.51 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 147.05 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow V_{max} = 221.51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{221.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.598 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.598 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

2. Calcul à l'ELS

2.1. Calcul des sollicitations

$$\rho = 0.87 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases}$$

• **Calcul des moments**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0556 \times 124.62 \times 4.1^2 \Rightarrow M_{0x} = 116.47 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.8074 \times 116.47 \Rightarrow M_{0y} = 94.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments réels**

$$\text{En travée :} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{0x} = 98.99 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 79.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis :} \Rightarrow \begin{cases} M_a^x = M_a^x = -0.3 \times M_{0x} = -34.94 \text{ KN.m} \\ M_a^y = M_a^y = -0.3 \times M_{0y} = -28.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2.2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier à l'ELS (FPN)

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau VI.2 Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	X-X	98.99	9.44	150860	$6.17 \leq 15$	Vérifiée	$270.3 \geq 201.6$	Non vérifiée
	Y-Y	79.92	8.26	116912	$5.62 \leq 15$	Vérifiée	$293.7 \geq 201.6$	Non vérifiée
Appui	X-X	-34.94	7.72	87999	$3.05 \leq 15$	Vérifiée	$173.7 \leq 201.6$	Vérifiée
	Y-Y	-28.20	7.72	87999	$3.05 \leq 15$	Vérifiée	$139.5 \leq 201.6$	Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée en travée, donc on doit recalculer à l'ELS.

$$A = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times d(1 - \frac{\alpha}{3})} ; \alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}} ; \beta = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 Section d'armateur du radier à l'ELS.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	β (10^{-3})	α	A_{adop} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	S_t (cm)
Travée	x-x	98.67	3.57	0.318	14.79	10HA14 = 15.39	15
	y-y	79.66	2.88	0.288	11.81	8HA14 = 12.32	15

• **Espacement des armatures**

$$\begin{cases} \text{sens } X - X : S_t \leq \min[2h_r ; 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{sens } Y - Y : S_t \leq \min[2h_r ; 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{sens } X - Y : S_t \leq \min[2h_r ; 25 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

3. Schéma de ferrailage de la dalle de radier

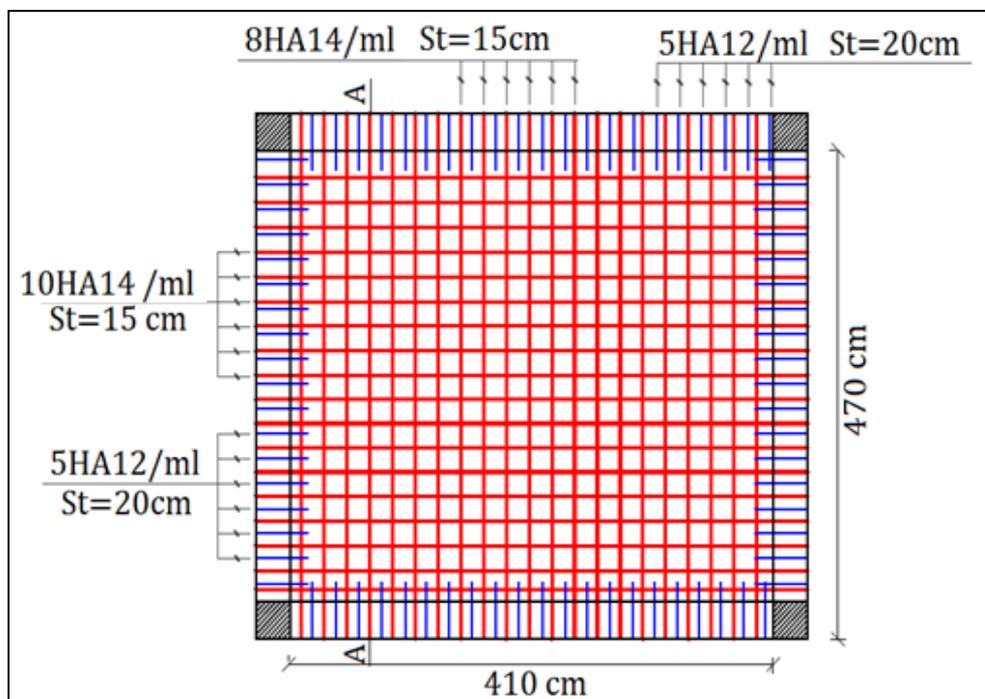


Figure VI.5 Schéma de ferrailage la dalle de radier.

VI.5.2. Etudes des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

1. Définition des charges qui reviennent sur les nervures

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la (Figure V.7).

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

1.1. Charges triangulaires

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} : \text{ dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = 2/3 \times p \times l_x \\ q_v = 1/2 \times p \times l_x \end{cases} : \text{ Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

1.2. Charges trapézoïdales

$$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right]$$

$$q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right]$$

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

$$\rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y} ; \rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y}$$

On traitera un exemple de nervure dans chaque sens :

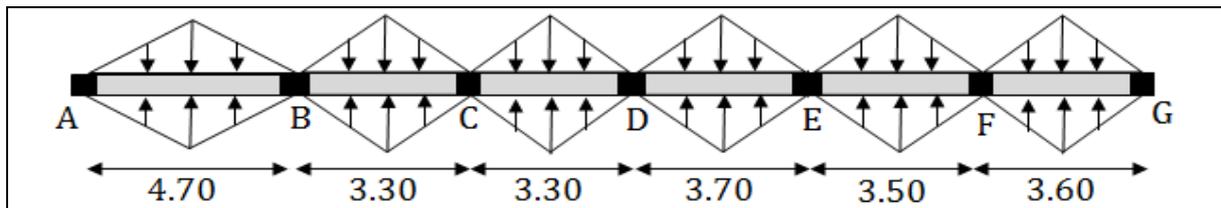


Figure VI.6 Schéma des nervures dans le sens x-x.

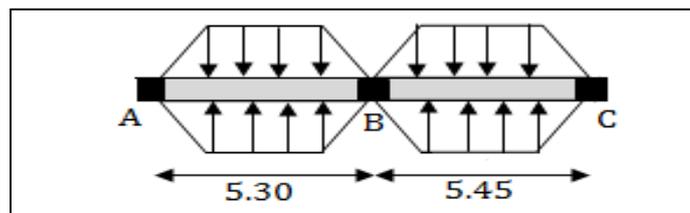


Figure VI.7 Schéma des nervures dans le sens y-y.

2. Calcul des sollicitations

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

$$\begin{cases} q_u = 171.2 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 124.62 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau VI.4 Sollicitations dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.

Sens	Travée	l (m)	l' (m)	q_m^u (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
X-X	AB	4.7	4.7	466.39	0	-866.70	1.955	890.92
	BC	3.3	2.64	307.13	-866.70	-251.84	2.257	-84.67
	CD	3.3	2.64	307.13	-251.84	-310.85	1.592	137.26
	DE	3.7	2.96	352.64	-310.85	-334.70	1.832	280.74
	EF	3.5	2.8	329.88	-334.70	-425.80	1.671	125.91
	FG	3.6	3.6	341.26	-425.80	0	1.147	360.44
Y-Y	AB	5.3	5.3	466.94	0	-1601.65	2.003	936.51
	BC	5.45	5.45	474.64	-1601.65	0	3.344	1052.40

Tableau VI.5 Sollicitations maximales dans les deux sens à l'ELU.

Sens	Localisation	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
X-X	Travée	890.92	1069.82
	Appuis	-866.70	
Y-Y	Travée	1052.40	1236.48
	Appuis	-1601.65	

Tableau VI.6 Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens

Sens	Travée	l (m)	l' (m)	q _m ^s (KN)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X ₀ (m)	M _t (KN.m)
X-X	AB	4.7	4.7	339.48	0	-630.86	1.955	648.49
	BC	3.3	2.64	223.56	-630.86	-183.86	2.257	-61.63
	CD	3.3	2.64	223.56	-183.31	-226.27	1.592	99.91
	DE	3.7	2.96	156.68	-226.27	-334.70	1.736	160.43
	EF	3.5	2.8	240.12	-334.70	-309.94	1.779	45.47
	FG	3.6	3.6	148.40	-309.94	0	2.147	262.36
Y-Y	AB	5.3	5.3	339.88	0	-1165.83	2.003	681.67
	BC	5.45	5.45	345.49	-1165.83	0	3.344	766.05

Les sollicitations maximales dans les deux sens à l'ELS

$$Sens X - X : \begin{cases} M_t = 648.49 KN.m \\ M_a = -630.86 KN.m \end{cases} ; Sens Y - Y : \begin{cases} M_t = 766.05 KN.m \\ M_a = -1165.83 KN.m \end{cases}$$

3. Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T

3.1. Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens

$$h_r = 40 cm ; h_t = 100 cm ; d = 85 cm ; b_0 = 80 cm$$

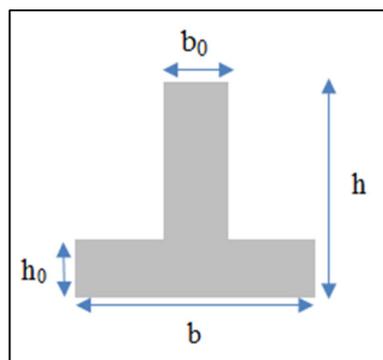


Figure VI.8 Section de la nervure a ferrailé.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10} \right) \dots \dots \dots [CBA(Art 4. 1. 3)]$$

$$sens X - X : \frac{b - 0.8}{2} \leq \min \left(\frac{4.1}{2} ; \frac{4.7}{10} \right) \Rightarrow b \leq 1.74 m$$

$$sens Y - Y : \frac{b - 0.8}{2} \leq \min \left(\frac{2.7}{2} ; \frac{4.85}{10} \right) \Rightarrow b \leq 1.77 m$$

On opte alors: $\begin{cases} \text{sens } X - X : b = 150 \text{ cm} \\ \text{sens } Y - Y : b = 150 \text{ cm} \end{cases}$

Le moment équilibré par la table est :

$$M_{tu} = f_{bu} \times h_0 \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 1.5 \times 0.4 \times \left(0.85 - \frac{0.4}{2}\right) = 5.538 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 1.0524 \text{ MN.m} < M_{tu} = 5.538 \text{ MN.m}$$

L'axe neutre passe par la table de compression: calcul d'une section rectangulaire (b×h).

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7 Résultats de calcul de ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	M_t (KN.m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
X-X	Travée	890.92	31.05	15.39	4HA25+6HA20 = 38.49
	Appui	-866.70	30.17	15.39	4HA25+6HA20 = 38.49
Y-Y	Travée	1052.40	36.88	15.39	6HA25+4HA20 = 42.02
	Appui	-1601.65	57.29	15.39	12HA25 = 58.91

3.2. Vérifications nécessaires

- **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration nuisible $\Rightarrow \bar{\tau} = \min [0.15 \times f_{c28} ; 4MPa] = 2.5 \text{ MPa}$

Selon le Sens XX : $\tau_u = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$

Selon le Sens YY : $\tau_u = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) mm \Rightarrow \phi_t \leq \min (20 ; 28.57 ; 80) mm \Rightarrow \phi_t \leq 20 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ et $A_{trans} = 6\phi_{10} = 4.71 \text{ cm}^2$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq 24 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 181 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$ dans les deux sens.

- **Les armatures de peau**

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 \text{ pour } 1 \text{ m de hauteur}$$

[CBA (Art A.7.3)]

$$\text{pour } h = 100 \text{ cm} \Rightarrow A_p = (3 \times h) = (3 \times 1) = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_p = 1HA16 + 2HA14 = 5.09 \text{ cm}^2$$

3.3. Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau V.8 Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
X-X	Travée	648.49	22.02	2823900.7	5.05 < 15	vérifiée	216.94 > 201.63
	Appui	-630.86	22.02	2823900.7	4.91 < 15	vérifiée	211.04 > 201.63
Y-Y	Travée	766.05	22.85	3031135.9	5.77 < 15	vérifiée	235.60 > 201.63
	Appui	-1165.83	26.30	3954356.3	7.75 < 15	vérifiée	259.59 > 201.63

Remarque :

On remarque que la contrainte de l'acier en appuis et en travée dans les deux sens n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.9 Section d'armateur des nervures à l'ELS.

Localisation		M_{ser} (KN.m)	β (10 ⁻³)	α	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)
X-X	Travée	648.49	2.97	0.29	41.88	6HA25+4HA20 = 42.02
	Appui	-630.86	2.89	0.29	40.75	6HA25+4HA20 = 42.02
Y-Y	Travée	766.05	3.5	0.31	49.85	6HA25+8HA20 = 54.58
	Appui	-1165.83	5.33	0.38	77.89	16HA25 = 78.54

3.4. Schéma de ferrailage

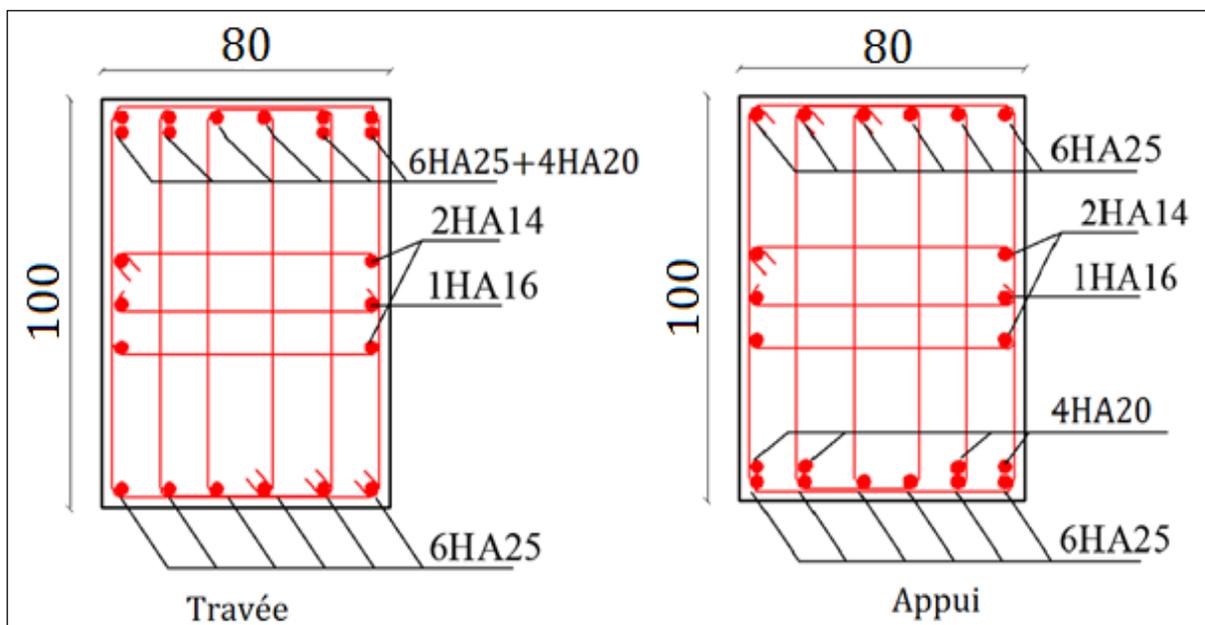


Figure VI.9 Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x.

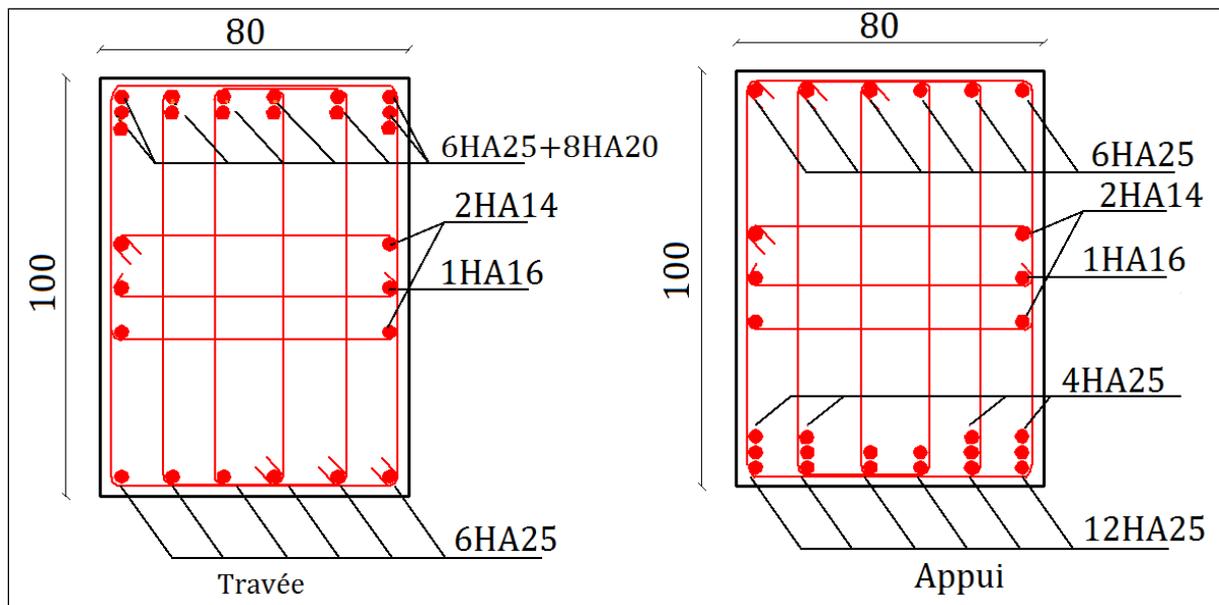


Figure VI.10 Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y.

VI.6. Voile périphérique

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.1. Caractéristiques des voiles

- ✓ Hauteur $h=2.80m$
- ✓ Longueur $L=5.45m$
- ✓ Épaisseur $e=15cm$

VI.6.2. Caractéristiques du sol

- ✓ poids spécifique : $\gamma = 18 KN/m^3$
- ✓ angle de frottement : $\Phi = 31^\circ$
- ✓ La cohésion : $C= 0 bar$

VI.6.3. Evaluation des charges et sur charges

- **Poussée des terres**

$$G = (h \times \gamma \times tg^2 (\pi/4 - \varphi/2)) - 2 \times c \times tg (\pi/4 - \varphi/2)$$

$$G = (2.8 \times 18 \times tg^2 (180/4 - 31/2)) - 2 \times 0 \times tg (180/4 - 31/2) \Rightarrow G = 16.13 KN/ml$$

- **Surcharge Accidentelles**

$$Q = q \times tg^2 (\pi/4 - \varphi/2) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 (180/4 - 31/2) \quad \text{avec } q = 10 KN / m^2$$

$$Q = 3.2 KN/ml$$

VI.6.4. Ferrailage des voiles

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU

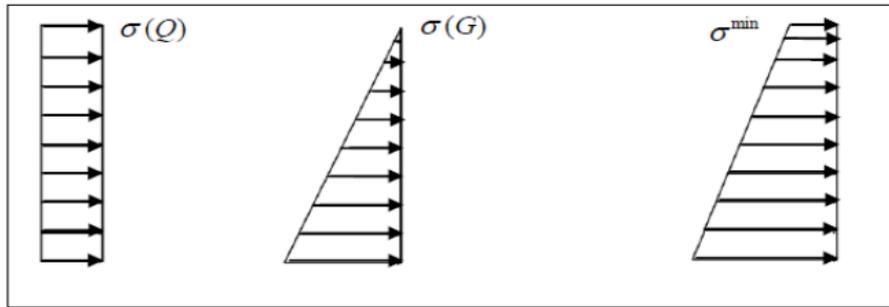


Figure VI.11 Répartitions des contraintes sur le mur.

$$\sigma_{min} = 1,5 \times Q \Rightarrow \sigma_{min} = 4.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q \Rightarrow \sigma_{max} = 26.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 21.13 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1m = 21.13 \times 1 = 21.13 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 15.3 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 2.80 - 0.35 = 2.45 \text{ m}, \quad L_y = 5.45 - 0.60 = 4.85 \text{ m}, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad e = 20 \text{ cm}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.5 < 0.4 \rightarrow \text{la dalle travail selon les deux sens.}$$

Ferrailage se fait à la flexion simple pour une section $b \times h = (1 \times 0.2) \text{ m}^2$

Avec : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$ condition exigée par le **RPA/2003.(art.10.1.2)**

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 Résumé des résultats de ferrailage du voile périphérique.

Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Travée	13.47	0.029	0.037	0.177	2.18	2	4HA12=4.52
Appuis	-7.92	0.017	0.022	0.178	1.28	2	4HA12=4.52

• **Espacements**

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$

Soit : $St = 25cm$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45cm) = 45cm$

Soit : $St = 25cm$

• **Vérifications**

1. A L'ELU

Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5 \text{ MPA}, (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\text{On a : } V = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V = 48.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{48.12 \times 10^{-3}}{b \times d} = 0.267 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2. A L'ELS

$$\sigma_{min} = Q \Rightarrow \sigma_{min} = 3.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = G + Q \Rightarrow \sigma_{max} = 16.13 + 3.2 \Rightarrow \sigma_{max} = 19.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 15.3 \text{ KN/m}^2$$

3. Vérification des contraintes

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

4. Contraintes dans le béton

Tableau VI.11 Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ _{bu} < σ̄ _{bu} (MPa)	σ _s < σ̄ _s (MPa)
Travée	7.8	13.29	0.00039538	2.62 < 15	19.86 < 201,63
Appui	4.59	11.76	0.00027538	1.76 < 15	20.60 < 201,63

Remarque

La contrainte dans le béton et la contrainte dans les aciers sont vérifiées.

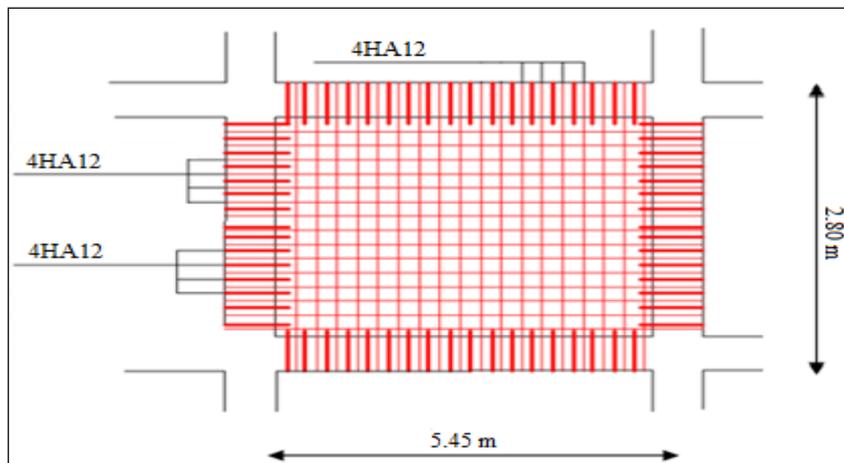


Figure VI.12 Schéma de ferrailage du voile périphérique.

CONCLUSION

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, dont il faut effectuer un choix en regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment et économiques (coté relatif des différentes solutions possibles)).

Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles, le radier est le choix le plus adéquat du type de fondation.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste à l'étude d'un bâtiment à usage (commerce et habitation) composé de (R+ 8). Cet ouvrage est réalisé avec le matériau couple (acier-béton).

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ✓ Le poteau le plus sollicité à l'effort de compression n'est pas toujours le poteau à côté de la cage d'escalier. En effet pour ce qui est de notre cas, le poteau le plus sollicité est celui où aboutissent plusieurs poutres.
- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- ✓ Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
- ✓ L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux des portiques, ceci a donné lieu à des sections des poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA99/2003.

Enfin, l'utilisation du code de calcul ETABS 2016, nous a permis de faire un calcul dynamique tridimensionnel, de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	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 s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx \times Ly$. Avec :

$$Lx < Ly$$

$$\rho = 0.9$$

	u/Lx v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.090	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe III

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique 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 :

$$L_x < L_y$$

$$\rho = 1$$

	u/L_x v/L_y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁ et M₂	0.0	/	0.224	0.169	0.140	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
	0.1	0.300	0.210	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
	0.2	0.245	0.197	0.160	0.135	0.116	0.102	0.090	0.081	0.073	0.064	0.058
	0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
	0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
	0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.100	0.090	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
	0.6	0.160	0.140	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
	0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
	0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
	0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.044
1.0	0.110	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.050	0.047	0.041	0.030	

N.B : pour avoir les valeurs de M_2 , il suffit de permuter u et v .

Annexe IV

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

Bibliographie

- Règles BAEL/91 modifiées 99 [Béton armé aux états limites].
 - (Edition 1997/version 1999).
- RPA/99 : [Règles parasismiques algériennes].
 - (Edition CGS RPA99/version 2003).
- DTR B.C.2.2 : [charges permanentes et charges d'exploitations].
 - (Edition 1989).
- DTR B.C.2.33.1 : [Règles de calcul des fondations superficielles].
 - (Edition OPU 1992).
- CBA93 : [Règles de conception et de calcul des structures en béton armé].
- [Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé].
- Cours de béton armé.
 - CCI Université de Bejaia, 2018-2021.
- Anciens mémoires de fin d'études.
- Logiciel utilisées :
 - ETABS version 2016.
 - Auto CAD 2013.