

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane MIRA de Bejaia
Faculté de la technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+10+trois entre sols) à
usage d'habitation contreventé par un
système mixte (voiles – portiques)**

Présenté par :

M^{eiie} : BETIT Lidia

M^{eiie} : KORICHI Latifa

Encadré par:

M^{me} : OUARI. N

2017-2018



Remerciements



Nous tenons d'abord à remercier les membres de jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Nous tenons à exprimé nos remerciements et sincères reconnaissances à notre promotrice, MADAME OUARI Nadia, pour avoir accepté de parrainer ce travail, pour l'honneur qu'il nous a fait en assurant l'encadrement du présent mémoire et pour son soutien scientifique et morale.

Sans oublier de remercier tous les membres de nos familles respectives pour leurs soutiens et leurs encouragements, particulièrement nos parents.

La concrétisation de ce travail n'aurait jamais vu le jour sans une volante d'une dynamique équipe et sans la précieuse collaboration de nos amis, nos collègues et nos proches et dans le souci de n'oublier personne, que tout ceux qui nous ont aidé, de près ou de loin, trouvent l'expression de notre gratitude.



Dédicaces



A la femme la plus courageuse, sensible, généreuse, à celle qui a su me donner amour et joie de vivre, à celle qui a toujours montrée affection et compréhension à ma mère que j'aime.

A l'homme de courage et de force à celui qui a toujours été présent, qui m'a appris les vraies valeurs de la vie à celui qui m'a soutenu en toutes circonstances, mon père que j'aime.

A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de la reconnaissance, mes frère Adel et Ilyas , mes sœurs Samira et Karima, Nabila, Samia, ainsi que tous les membres de ma famille.

A tous mes amis en particulier Sakina, wafa et Siham.

A mon binôme et à toute sa famille.

LATIFA



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

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

À mes très chers sœurs et frères

À toute la famille "BETIT".

À ma meilleur amis ABDLKADER et mes copines et tous ceux qui me sont chère sans exception.

À mon promotrice bien sur : " M^{me}. OUARI NADIA" qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

À tout la promotion de Génie Civil 2018.



TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : GENERALITES	
I. Introduction	2
I.1.Présentation de l'ouvrage :.....	2
I.2.Caractéristiques géométriques	2
I.3 Données géotechnique du site :.....	2
I.4. Caractéristiques structurales :.....	3
I.4.1. Ossature et système de contreventement :.....	3
I.4.2. Les planchers :.....	3
I.4.3 La maçonnerie :.....	3
I.4.4. L'actrotère :.....	3
I.5. Carastéristique des matériaux :.....	3
I.5.1 le béton.....	7
I.5.2 Les aciers.....	7
I.5 Les actions.....	8
I.5.1. Les actions permanenetes (G).....	9
I.5.2. Les actions variables (Q).....	9
I.5.3. Les actions accidentelles (E).....	9
I.6.Régléments et normes utilisées.....	9
1.8. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	9
I.9. Conclusion :.....	10
CHAPITRE II : PREDEMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	
II.2. Prédimensionnement des éléments principaux.....	11
II.2.1 Les poutres.....	11
II.2.2. Les poteaux.....	12
II.2.3. Les voilles.....	12
II.3. Prédimensionnement des éléments secondaires.....	13
II.3.1 Les planchers.....	14
II.3.2. Les poutrelles.....	17
II.3.3. les escalier.....	28
II.4. La descente des charges.....	28
II.5. Vérifications.....	29
II.5.1. Vérification des poteaux à la compression simple.....	30
II.5.2. Vérification du critère de stabilité de forme.....	
II.6. Conclusion.....	
CHAPITRE III : CALCULE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	
III.1. Calcul des planchers.....	31
III.2.1. Etude des poutrelle.....	31
III.3. Ferrailage des dlles de compression.....	46
III.4. Etudes des dalles plaines.....	48
III.4.1. Etude de l'acrotère.....	54
III.5. Etude des escaliers.....	59
III.5.3. Etude de la poutre palière.....	64
III.6. Etude de l'ascenseur.....	68
III.7. Conclusion.....	77
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE	

IV.1. Introduction.....	78
IV.2. Méthodes utilisées.....	78
IV.3. Choix de la méthode de calcul.....	78
IV.3.1. Méthodes statique équivalent.....	
IV.3.2. Méthodes dynamique.....	78
IV.4. Calcul de la force sismique V statique.....	78
IV.4.1. Calcul de la période fondamentale de la structure.....	79
IV.4.1.1. Calcul de la période fondamentale de la structure.....	80
IV.5. Spectre de réponse de calcul.....	81
IV.6. Modélisation et résultats.....	82
IV.6.1. Disposition des voiles.....	82
IV.6.2. Les modes de vibrations.....	83
IV.7. Vérification des réultats vis-à-vis du RPA 99 / Version2003.....	84
IV.7. Conclusion.....	89

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction.....	90
V.2. Etude des poutres.....	90
V.2.1.1. Armatures longitudinales.....	90
V.2.1.2. Armature transversales.....	90
V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres.....	91
V.2.3. Vérification des armatures selon RPA 99.....	91
V.2.4. Vérifiation a l'ELU.....	92
V.3. Etude des poteaux.....	95
V.3.1. Calcul de ferrailage.....	97
V.4. Etude des voiles.....	107
V.5. Coclusion.....	115

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction.....	130
VI.1.1. Cobinaisons de calcul.....	130
VI.1.2. Reconnaissance du sol.....	130
VI.2. Choix du type de fodation.....	130
VI.2.1 Vérification de la semelle isolée.....	130
VI.2.2. Vérification de la semelle filante.....	131
VI.2. Radier généra.....	131
VI.3. Etude des nervures.....	132
VI.4. Etude de voile périphérique.....	140
VI.4.1. Introduction.....	147
VI.4.1.1. Introduction.....	147
VI.5. Conclusion.....	151

CONCLUSION GENERALE.....	152
--------------------------	-----

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

LISTE DES FIGURE ET TABLEAU

ANNEXES

SYMBOLES ET NOTATION

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 traction à j jour
f_e : Limite d'élasticité de l'acier
G : Charges permanente
Q : Charges d'exploitation
E : Actions 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 : Longueur
L_r : Longueur de recouvrement
l_r : Longueur de flambement
I : Rayon de giration
Λ : Elancement
μ : Coefficient de frottement
μ_{bu} : Moment ultime réduit
v : Coefficient de poisson
σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression
σ_s : Contrainte de l'acier à la traction
φ_t : Diamètre des armatures transversales
S_t : Espacement des armatures
ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement
ζ_{se} : Contrainte d'adhérence
η : Coefficient de fissuration
ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton
ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu
γ_b : Coefficient de sécurité de béton
γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier
γ : Poids spécifique déjaugé
A : Coefficient d'accélération de zone
C_r : coefficient fonction du 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
R : coefficient de comportement global
P : Poids du radier (KN).
N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
S_r : surface du radier (m²).
S_{bat}: Surface totale du bâtiment (m²).
St : Espacement des armatures.
W: poids propre de la structure.
W_Q: Charges d'exploitation.
W_g: poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
f : Flèche
f_e : Limite d'élasticité
h_t: hauteur total du radier (m).
h_N: hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ : Contrainte normale.
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
σ_{adm}: Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
k : Coefficient de portance.
q: Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).
σ : Contrainte effective finale (bars).
τ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).
τ_v : Contrainte de cisaillement (MPa).
η : Facteur d'amortissement.
β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charged'exploitation.
h₀ : épaisseur de la dalle de radier (cm)
h: hauteur de la nervure (cm)

LISTE DES FIGURES

Figure.I. 1. <i>Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton</i>	5
Figure.I.2 <i>diagramme des déformation- contrainte de béton</i>	6
Figure.I. 3. <i>Diagramme contrainte déformation de l'acier</i>	8
Figure-II. 1.coupe de voile en élévation.....	12
Figure-II. 2.Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	13
Figure-II. 3. <i>Schéma de la disposition des poutrelles</i>	14
Figure-II. 4 Coupe transversale d'une poutrelle.....	14
Figure-II. 5. <i>Acrotère</i>	16
Figure-II. 6. <i>Schéma d'un escalier</i>	17
Figure-II. 7. Illustration en 3D d'un poteau.	21
Figure-II. 8. Surface afférente pour le poteau.....	21
Figure .III. 1. <i>Schéma statique pour le calcul des poutrelles</i>	34
Figure.III. 2. <i>Schéma de ferrailage de la dalle de compression</i>	47
Figure.III. 2. <i>Dalle de l'escalier</i>	48
Figure.III. 3. <i>Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis</i>	54
Figure.III. 4. <i>Schémas statique de l'acrotère</i>	55
Figure.III. 5. <i>Ferrailage de l'acrotère</i>	59
Figure.III. 6. <i>Vu en plans d'escalier</i>	60
Figure.III. 7. <i>Schéma statique de l'escalier</i>	60
Figure.III. 8. <i>Tronçon 1</i>	61
Figure.III. 9. <i>Tronçon 2</i>	61
Figure.III. 10. <i>Shémas de Ferrailage de l'escalier</i>	63
Figure.III. 11. <i>Schéma statique de la poutre palière</i>	64
Figure.III. 12. <i>Les moments de torsion sur la poutre palière</i>	65
Figure.III. 13. <i>Dimensions de l'ascenseur</i>	68
Figure.III. 14. <i>Illustration de la surface d'impacte</i>	71
Figure.III. 15. <i>Ferrailage de la dalle au-dessous</i>	74
Figure.III. 16. <i>Ferrailage de la dalle des machine</i>	74
Figure.III. 17. <i>Ferrailage de la poutre de chainage</i>	76
Figure.IV. 1. <i>Spectre de réponse sens X-X</i>	81

Figure.IV. 2. <i>Spectre de réponse Y-Y</i>	81
Figure.IV. 3. <i>Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel SAP2000 V14</i>	82
Figure.IV. 4. <i>Plans de disposition des voiles</i>	82
Figure.IV. 5. <i>Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y)</i>	83
Figure.IV. 6. <i>Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X)</i>	83
Figure.IV. 7. <i>Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z)</i>	83
Figure V.1. <i>Ferraillage de la potre RDC</i>	94
Figure V.2. <i>Zone nodale</i>	96
Figure.V. 3. <i>Ferraillage des poteaux</i>	100
Figure.V. 4. <i>Section d'un poteau</i>	104
Figure.V. 5. <i>Répartition des moments dans la zone nodale</i>	105
Figure.V. 7. <i>Schémas des contraintes</i>	110
Figure.V. 8. <i>Zone tendue et courante dans les voiles</i>	110
Figure.V. 9. <i>Ferraillage du voile Vx1 au niveau du RD</i>	114
Figure.V. 10. <i>Ferraillage du voile Vy1 au niveau du RDC</i>	114
Figure.VI. 1. <i>Semelle filante</i>	131
Figure.VI. 2. <i>Schéma de ferraillage du radier</i>	138
Figure.VI. 3. <i>Schéma statique du débord</i>	139
Figure.VI. 4. <i>Schéma de ferraillage du débord</i>	140
Figure.VI. 5 <i>Section de la nervure à ferrailler</i>	140
Figure.VI. 6. <i>Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X</i>	141
Figure.VI. 7. <i>Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y.y.</i>	141
Figure.VI. 8. <i>Ferraillage des nervures sens X-X</i>	146
Figure.VI. 9. <i>Ferraillage des nervures sens y-y</i>	146
Figure.VI. 10. <i>Poussé des terres sur le voiles périphériques</i>	147
Figure.VI. 11. <i>Diagrammes des contraintes</i>	148
Figure.VI. 12. <i>Ferraillage du voile périphérique</i>	151

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Les différents type d'acier utilisés dans la construction.....	7
Tbleau.I. 2. <i>Caractéristiques des matériaux utilisés</i>	9
Tableau-II. 1. <i>Evaluation des charges et surcharge pour la volée</i>	18
Tableau-II. 2. <i>Evaluation des charges et surcharge pour le palier</i>	19
Tableau-II. 3. <i>Evaluation des charges pourTerrasse inaccessible</i>	19
Tableau II.4. Evaluation des charges et surcharges pour étage courant.....	19
Tableau-II. 4. <i>Evaluation des charges et surcharges des murs extérieures</i>	20
Tableau-II. 5. <i>Evaluation des charges des murs intérieurs</i>	20
Tableau-II. 6. <i>Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère</i>	20
Tableau-II. 7. <i>Descente de charge de poteau P1</i>	23
Tableau-II. 8. <i>Descente de charge de poteau P2</i>	26
Tableau-II. 9. <i>Vérification des poteaux à la compression simple</i>	28
Tableau-II. 10. <i>Vérification des poteaux au flambement</i>	29
Tableau III- 1 . <i>Schéma statique pour le calcul des poutrelles</i>	34
Tableau III- 2. <i>Charge revenant aux poutrelles</i>	34
Tableau III- 3. <i>Sollicitations de la poutrelle (type 1) étage courant</i>	36
Tableau III- 4. <i>Sollicitations de la poutrelle (type1) terrasse inaccessible</i>	37
Tableau III- 5. <i>Sollicitations de la poutrelle (type2) terrasse inaccessible</i>	37
Tableau III- 6. <i>Ferraillage des poutrelles de l'étage courant</i>	45
Tableau III- 7. <i>Evaluation de la flèche pour le plancher étage courant</i>	45
Tableau III- 8. <i>Ferraillage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible</i>	45
Tableau III- 9. <i>Evaluation de la flèche terrasse inaccessible</i>	46
Tableau III- 10 . <i>Schémas de ferraillage des différentes poutrelles</i>	47
Figure III-11. Schémas de ferraillage de la dalle de compression.....	47
Figure III-12. Dalle de l'escalier.....	48
Tableau III- 11. <i>Ferraillage au niveau des appuis</i>	49
Tableau III- 12. <i>Tableau des vérifications des conditions de non fragilité</i>	49
Tableau III- 13. <i>Tableau de ferraillage sens y-y</i>	50
Tableau III- 14. <i>Tableau des vérifications à l'ELS</i>	52
Tableau III- 15. <i>Calcul des sections d'acier à l'ELS</i>	53
Tableau III- 16. <i>Vérification de la flèche</i> :.....	54
Tableau III- 17. <i>Combinaisons d'action sur l'acrotère</i>	55
	61

Tableau III- 22. <i>Tableau de ferrailage à l'ELU</i>	
Tableau III- 23. <i>Vérification de la contrainte du béton</i>	62
Tableau III- 24. <i>Vérification de la flèche</i>	63
Tableau III- 25. <i>Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU</i>	65
Tableau III- 26. <i>Vérification de la contrainte du béton</i>	67
Tableau III- 27. <i>Tableau du ferrailage de dalle</i>	69
Tableau III- 28. <i>Tableau de vérification des contraintes</i>	70
Tableau III- 29. <i>Tableau des ferrailages de la dalle</i>	72
Tableau III- 30. <i>Tableau de vérification des contraintes</i>	73
Tableau III- 31. <i>Tableau de ferrailage de la poutre de chaînage</i>	75
Tableau III- 32. <i>Vérification de la contrainte du béton</i>	76
Tableau IV-1. Valeurs des pénalités.....	80
Tableau IV-2. Période et taux de participation massique de la structure.....	84
Tableau IV-3. Vérification de la résultante des forces sismique à la base.....	85
Tableau IV-4. Interactions sous charges vertical.....	85
Tableau IV-5. Interaction sous charge horizontal.....	86
Tableau IV-6. Vérification de l'effort normal réduit.....	87
Tableau IV-7. Vérification des déplacements relatifs.....	87
Tableau IV-8. Vérification de l'effort $P-\Delta$	88
Tableau.V. 1. <i>Sollicitation et ferrailage des poutres</i>	91
Tableau.V. 2. Vérification des contraintes tangentielles.....	92
Tableau.V. 3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	93
Tableau.V. 4. Vérification de l'état limite de compression.....	93
Tableau.V. 5. Vérification de l'état limite de déformation.....	93
Tableau.V. 6. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux.....	97
Tableau.V. 7. <i>Vérification du ferrailage transversal</i>	102
Tableau.V. 8. <i>Vérification au flambement des poteaux</i>	103
Tableau.V. 9. Vérification des contraintes dans les poteaux.....	104
Tableau.V. 10. Vérification des contraintes de cisaillements.....	105
Tableau.V. 11. <i>Moment résistant des poteaux</i>	106
Tableau.V. 12. <i>Moment résistant dans les poutres</i>	106
Tableau.V. 13. Vérification des zones nodales poutres principales.....	107
Tableau.V. 14. Sollicitations maximales dans le voile V_{y3} // à Y-Y.....	109

Tableau.V. 15. <i>Ferraillage de voile Vx1</i>	111
Tableau.V. 16. <i>Ferraillage de voile Vx2</i>	112
Tableau.V. 17. <i>Ferraillage du voile Vy1</i>	113
Tableau.V. 18. <i>Ferraillage du voile Vy8</i>	113
Tableau.VI. 1. Section d'armateur du radier.....	137
Tableau.VI. 2. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	138
Tableau.VI. 3. Section d'armateur du débord.....	139
Tableau.VI. 4. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	139
Tableau.VI. 5. Section d'armateur du débord à l'ELS.....	140
Tableau.VI. 6. <i>Les chargements sur les travées sens X-X</i>	142
Tableau.VI. 7. <i>Les chargements sur les travées sens Y-Y</i>	142
Tableau.VI. 8. <i>Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X</i>	143
Tableau.VI. 9. <i>Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X</i>	143
Tableau.VI. 10. <i>Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y</i>	143
Tableau.VI. 11. <i>Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y</i>	144
Tableau.VI. 12. <i>Calcul des ferraillages</i>	144
Tableau.VI. 13. <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i>	145
..Tableau.VI. 14. <i>Calcul des armatures à l'ELS</i>	145
Tableau.VI. 15. <i>Ferraillage des voiles périphériques</i>	149
Tableau.VI. 16. <i>Vérification des contraintes à l'ELS</i>	150
Tableau.VI. 17. <i>Calcule des armatures à l'ELS</i>	151

qwertyuiopasdfghjklzxcvbn
mqwertyuiopasdfghjklzxcvb
nmqwertyuiopasdfghjklzxcv

bn
vb
cv
hjl
gh

**Introduction
générale**

xc
zx
fg
sdf
asd
fghjklzxcvbnmqwertyuiopas
dfghjklzxcvbnmqwertyuiopa
sdfghjklzxcvbnmqwertyuiop
asdfghjklzxcvbnmqwertyuio
pasdfghjklzxcvbnmqwertyui
opasdfghjklzxcvbnmqwertyu
iopasdfghjklzxcvbnmqwerty
uiopasdfghjklzxcvbnmqwert

Introduction générale :

Le Génie civil représente l'ensemble des arts et des techniques de constructions civiles. les ingénieurs sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet des actions permanentes, les actions d'exploitations, climatiques et accidentelles, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, esthétiques et économiques de l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (dix étages à usage d'habitation et un rez-de-chaussée à usage parking). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL91 et CBA93) et les documents techniques (D.T.R-BC2.2 et le D.T.R-BC 2.331).

Après avoir présenté l'ouvrage, les règlements et les normes utilisés et la définition des caractéristiques des matériaux utilisés au chapitre I, on est passé au deuxième chapitre, dont on a fait pré dimensionnement des éléments du bâtiment. Dans le chapitre III, nous avons procédé au calcul des éléments secondaires de l'ouvrage tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère,...etc. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure qui est consacré à la recherche d'un bon comportement par la mise en place d'une bonne disposition des voiles, tout en satisfaisant les conditions exigées par le RPA. La structure a été donc modélisée par le logiciel SAP2000. Ensuite dans le chapitre V nous avons procédé au ferrailage des éléments structuraux et Enfin au chapitre VI, nous avons fait un choix des fondations qui convient au caractéristique du site ainsi qu'au poids de la structure.

qwertyuiopasdfghjklzxcvbn
mqwertyuiopasdfghjklzxcvb
nmqwertyuiopasdfghjklzxcv
bnm zxc
vbnm klzx
cvbnm dfg
hijklz sdf
ghijklz pasd
fghijklzxcvbnmqwertyuiopas
dfghijklzxcvbnmqwertyuiopa
sdfghijklzxcvbnmqwertyuiop
asdfghijklzxcvbnmqwertyuio
pasdfghijklzxcvbnmqwertyui
opasdfghijklzxcvbnmqwertyu
iopasdfghijklzxcvbnmqwerty
uiopasdfghijklzxcvbnmqwert

Chapitre I

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. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Il s'agit d'une structure (RDC+10) à usage habitation, implanté à Boukhiamma Bejaia. La zone est considérée par le règlement parasismique algérien « **R.P.A** » de moyenne sismicité (zone IIa), le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens suivant la géométrie de la structure, assurant une stabilité vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce lui confère une bonne rigidité à la flexion et à la torsion

Le bloc est disposé de parking aux RDC et une terrasse inaccessible, le reste d'étages sont à usage d'habitations. Le projet il est limité au nord par la route de Boukhiamma, à l'est et l'Ouest par des bâtisses inachevées.

D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/verssion2003), Le site est classé en zone de moyenne sismicité (zone IIa) ; Le bloc est classé dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

1.2Caractéristiques géométriques :

- Largeur en plan : 15.85 m
- Longueur en plan : 10.25m
- Hauteur totale du bâtiment : 37.74 m
- Hauteur du RDC : 3.06m
- Hauteur des autres étages : 3.06m

I.3Données géotechnique du site :

Suite à la demande de l'EURL TIBLATINE COSTRUCTION, une étude géotechnique du site était procédée par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction(LNHC).

Afin de vous donner un aperçu sur la qualité du sol et les données à prendre en compte dans le calcul des fondations, nous avons exploité les résultats des essais in situ (essais pénétrométriques, sondages carottés) ainsi que les résultats des essais au laboratoire (teneur en eau, résistance au cisaillement...).

Conclusion et recommandation :

D'après la coupe lithologique du sondage carotté réalisé au niveau de l'assiette, on a constaté que le terrain en question est constitué essentiellement par des schistes friables dur et compacte par endroit de couleur marron à bleuâtre.

Les essais au pénétromètre dynamique lourd ont relevé clairement l'homogénéité du sol vis avis de sa résistance, qui est relevé dès les premiers mètres.

D'après l'analyse des pénétrogrammes des essais réalisés, nous suggérons une contrainte admissible du sol, de :

$\sigma_{adm} = 2$ bars à partir de 1.20m par rapport au niveau du terrain actuel et dans tous les cas sous les remblais.

Les résultats des analyses chimiques et minéralogiques indiquent une agressivité nulle du sol, selon les normes NF P 186011 du 06/92.

Par ailleurs, il est recommandé :

Eviter les travaux de terrassement et creusement des fouilles en périodes de pluies.

L'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux.

I.4.Caractéristiques structurales :

I.4.1.Ossature et système de contreventement :

Etant donné que notre bloc dépasse les 14 mètres de hauteur dans la zone considérée, le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99/2003 (Art : 3.4.1.a)**, exige d'introduire des voiles pour le contreventement.

En ce qui nous concerne, on utilisera le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

I.4.2.Les planchers :

Les planchers sont semi-préfabriqués constitué de corps creux avec une dalle de compression armé d'un treillis soudé coulée sur place, rendant l'ensemble monolithique.

Le plancher du RDC, Les portes à faux, les balcons, ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur sont réalisés en dalles pleines en béton armé.

I.4.3.La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois 15/10 cm séparées par une lame d'air de 05cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois réalisés avec des briques de 10cm d'épaisseur.

I.4.4.L'acrotère :

C'est un élément en béton armé contournant le bâtiment, encastré au niveau du plancher terrasse. Dans notre projet on a un seul types d'acrotère, sur le plancher terrasse inaccessible

I.5.Caractéristique des matériaux :

Les matériaux utilisés dans la construction sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé BAEL 91/99.

➤ Le béton

Le béton est un matériau de construction usuel, qui s'apparente à une pierre artificielle. Ses constituants essentiels sont :

- Un mélange granulaire de sable et graviers formant le squelette du matériau ;
- Un liant hydraulique, le ciment, assurant la cohésion entre les différents grains du squelette ;
- L'eau est le réactif chimique provoquant la prise du ciment (hydratation) ;
- Éventuellement, et en faible quantité, des produits d'addition, les adjuvants, influençant certaines propriétés ou comportements du matériau béton.

On distingue trois catégories principales de béton selon son application structurale :

- Le béton non armé (construction de grands barrages massifs) ;
- Le béton armé ;
- Le béton précontraint.

Le dosage :

Un bon dosage du béton constitue un moyen efficace pour augmenter la résistance du béton.

Le dosage des constituants un béton courant est de :

Préparation pour 1 m³ :

- 800 L de graviers ;
- 400 L de sable ;
- 350 Kg de ciment ;
- 175 L d'eau (à sec).

Ou bien préparation pour 1 sac de ciment :

- 2 brouettes graviers ;
- 1 brouette de sable ;
- 1 sac ciment ;
- 25 L d'eau (à sec).

Caractéristiques mécaniques

❖ Résistance à la compression :

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

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour (j) considéré.

On peut admettre (selon CBA 91) que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4.76 + 0.83j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1.4 + 0.95j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \geq 40 \text{MPa BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

pour $j > 28$ $f_{c28} = 1.10 \times f_{c28}$

j : l'âge du béton en jours.

f_{c28} : résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à j jours.

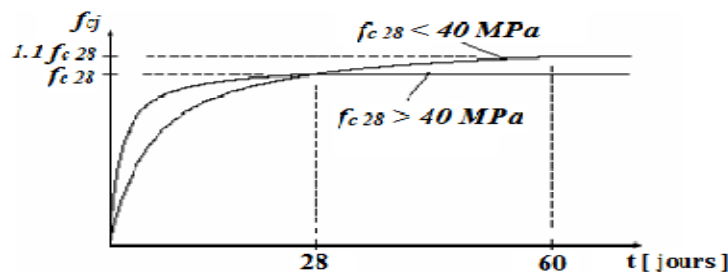


Figure. I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

❖ **Résistance à la traction :**

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec : } f_{cj} \leq 60 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$.

❖ **Résistance minimale du béton :**

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être égale:

- 15 MPA quand on utilise des aciers de haute adhérence.
- 12MPa lorsque l'on utilise des aciers lisses.

❖ **Contraintes limites du béton :**

1. À l'ELU: Est notée σ_{bc} tel que : $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ CBA 93(Art A.4.3.4)

Avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ pour les situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ pour les situation durable et transitoire} \end{cases}$

$\begin{cases} \theta = 1 : \text{lorsque } T > 24h \\ \theta = 0.9 : \text{lorsque } 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.8 : \text{lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} \end{cases}$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage de béton.

2.À l'ELS : Est notée σ_{bc} tel que : $\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$ **CBA93(Article A.4.5.2)**

❖ **Modules de déformation longitudinale :**

✓ **Déformations instantanées :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égale à :

$$E_j = 1100^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

✓ **Déformations différées :**

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$$

- **Diagramme des contraintes- déformations :**

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

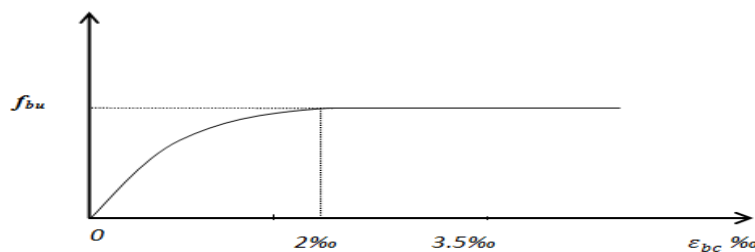


Figure. I.2 : diagramme des déformation- contrainte de béton.

La contrainte limite de cisaillement est donnée par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

V : Effort tranchant.

d : Hauteur utile de la section de béton considérée.

b_0 : Largeur de la section de béton considérée.

Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

Coefficient de poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinal noté « ν » :

A L'ELU : $\nu = 0$ pour le calculs des sollicitations.

A L'ELS : $\nu = 0.2$ pour le calculs des déformations.

1.5.2 Les aciers :

❖ Définition de l'acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1%).

L'acier est caractérisé par une bonne résistance en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence au béton constitue un matériau homogène.

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

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton.

❖ Les différents types d'acier utilisés dans la construction :

Tbleau.I. 1. Les différents types d'acier utilisés dans la construction.

	Nuance	Fe (MPa)	Certaine fe de rupture (MPa)	Diamètres nominaux normalisés (mm)
Ronds Lisses	FeE 215	215	330 à 390	6, 8, 10, 12, 14,16, 20, 25,32, 50
	FeE235	235	410 à 490	
Type 1	FeE400	400	450	6, 8, 10, 12, 14,16, 18 , 20, 25,32, 50
	FeE500	500	550	
Type 2	FeE400	400	480	
	FeE500	500	550	
Type 3	FeE400	400	480	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14,16
	FeE500	500	550	
Type 4	TL50 $\Phi \geq 60$	500	550	3, 3.5, 4, 4.5, 5, 5.5, 6, 7, 8, 9, 10, 12
	TL52 $\Phi < 60$	520	/	

Avec :

Fe : la limite d'élasticité des aciers

Pour notre projet on va utiliser trois types de nuance d'acier.

Haute adhérence de nuance FeE400 (pour les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).

Rond et lisse de nuance FeE235 (pour les armatures transversales des poutrelles)

Treillis soudés de nuance Fe235 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux).

❖ Contraintes limites de l'acier :

1. À l'ELU : notée σ_{st} tel que : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Avec : $\gamma_s = 1.15$ Pour situations normales

$\gamma_s = 1.00$ Pour situations accidentelles

2. À l'ELS :

Fissuration peu préjudiciable : aucune vérification n'est préconisée.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$

$$\eta = \begin{cases} 1.6 & \text{pour les aciers HA} \\ 1 & \text{pour les aciers rond lisses} \end{cases}$$

- Diagramme des contraintes – déformations (acier) :

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

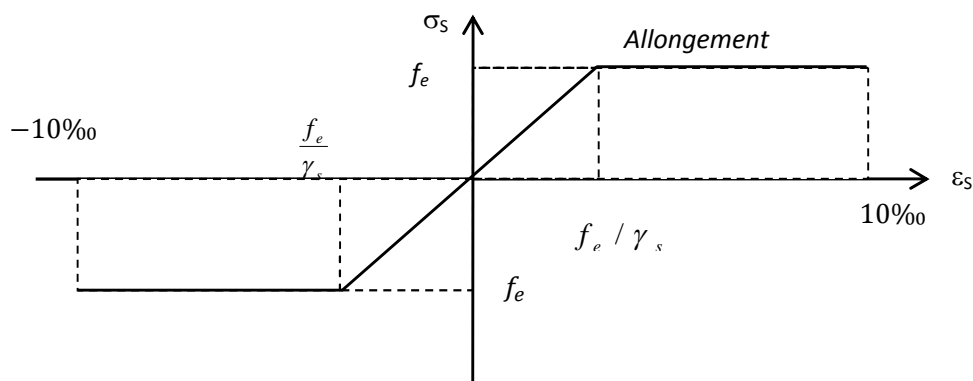


Figure.I. 1. Diagramme contrainte déformation de l'acier.

I.5. Les actions :

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc....) aux déformations imposées à une construction (variation de température, tassement d'appuis, etc. ...), on distingue trois types d'action :

I.5.1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps. Elles comprennent :

- Le poids propre de la structure ;
- Le poids des cloisons ;
- Le poids des poussées des terres et des liquides.

I.5.2. Les actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps. Elles correspondent aux :

- Les charges d'exploitations ;
- Les charges climatiques ;
- Les charges appliquées en cours d'exécution ;
- Action dues à la température.

I.5.3. Les actions accidentelles (E) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, avalanches, explosion et vibrations des machines.....etc.

I.6. Règlements et normes utilisées :

Notre projet est fait conformément aux règlements suivants :

- CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé) ;
- BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites) ;
- RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien) ;
- DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges) ;
- DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).

I.8. Caractéristiques des matériaux utilisés :

Tableau. I. 2. *Caractéristiques des matériaux utilisés.*

Béton	acier
<ul style="list-style-type: none"> ✓ La résistance à la compression : $f_{c28} = 25\text{MPa}$. ✓ La résistance à la traction : $f_{t28} = 2.1\text{ MPA}$. ✓ Contrainte limite à l'ELU : <ul style="list-style-type: none"> - Situation durable : $f_{bu} = 14.2\text{ MPA}$. - Situation accidentelle : $f_{bu} = 18.48\text{ MPA}$. ✓ Contrainte limite à l'ELS : $\sigma_{bc} = 15\text{ MPA}$. ✓ $E_{ij} = 32164.2\text{ MPA}$. $E_{vj} = 10819\text{ MPA}$. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Limite élastique : $f_e = 400\text{ MPA}$. ✓ Module d'élasticité : $E = 2 \cdot 10^5\text{ MPA}$. ✓ Contrainte de calcul à l'ELU : <ul style="list-style-type: none"> - Situation courante : $\sigma_s = 348\text{ MPA}$. - Situation accidentelle : $\sigma_s = 400\text{ MPA}$. ✓ Contrainte à l'ELS : <ul style="list-style-type: none"> - FPN : $\bar{\sigma}_s = /$ - FN : $\bar{\sigma}_s = 201.63\text{ MPA}$. - FTN : $\bar{\sigma}_s = 165\text{MPa}$.

I.9. Conclusion :

Après avoir récolté ces informations nécessaires (caractéristiques du sol et d'ouvrage, les règlements nécessaires et les matériaux utilisés), qui nous permettra d'entamer, l'étape suivante, c'est-à-dire le pré calcul (le pré-dimensionnement), c'est l'objectif du chapitre suivant.

Chapitre II

Introduction :

L'objectif du Pré-dimensionnement est de déterminer de façon préliminaire les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments principaux :**II.2.1. Les poutres :****II.2.1.1. Les poutres principales :** elles sont perpendiculaires aux poutrelles.

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

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

- h : hauteur de la poutre.
- L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max}=540-30=510 \text{ cm}$)

D'où:

$$L_{\max} = 510 \text{ cm} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 51 \text{ cm}$$

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

$$\mathbf{b = 40 \text{ cm}}$$

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

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition..... Vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h/b = 45/45 = 1.00 < 4$ condition..... vérifiée.

II.2.1.2. Les poutres secondaires : elles sont parallèles aux poutrelles.

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis ($L_{\max}=500-30=470 \text{ cm}$)

$$L_{\max}=470 \text{ cm} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h \leq 47 \text{ cm}.$$

On prend : **$h = 40 \text{ cm}$**

$b = 35 \text{ cm}$

Vérification des Conditions du **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1.14 \leq 4 \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les dimensions vérifient les exigences du RPA.

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales : $b \times h = (40, 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $b \times h = (35,40) \text{ cm}^2$

II.2.2. Poteaux :

Sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- RDC : (b, h) = (55,55) cm².
- 1^{eme}, 2^{eme} étage:(b,h) = (50, 55) cm².
- 3^{eme}, 4^{eme} étage:(b, h) = (45, 50) cm².
- 5^{eme}, 6^{eme} étage: (b, h) = (40, 45) cm².
- 7^{eme}, 8^{eme} étage: (b,h)=(35,40)cm².
- 9^{eme}, 10^{eme} etage : (b,h)=(30,35)cm².

II.2.3. Les voile :

➤ L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e > 15 \text{ cm} \dots\dots\dots(1).$
- $e > h_e / 20 \dots\dots\dots (2).$ RPA (article 7.7.1)
- $L > 4e \dots\dots\dots (3)$

h_e : Hauteur libre d'étage

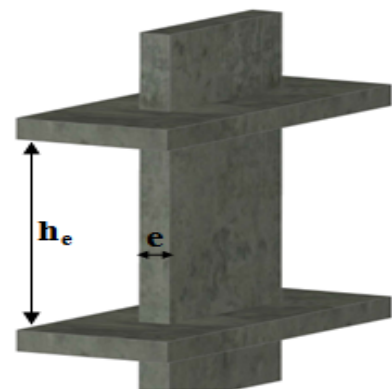
L : Longueur du voile.

Dans notre projet la hauteur libre de

L'étage est la même dans tous les étagesdonc :

$h_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm}$ **Figure-II. 1. Coupe de voile en élévation.**

$$\frac{282}{20} = 14.10 \text{ cm.}$$



e : Epaisseur du voile et $e \geq 15\text{cm}$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : $e = 15\text{cm}$. (Longueur min)

II.3. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.3.1. Les planchers :

➤ **Définition :** Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.

a). Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.

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

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

Avec :

L_{\max} : Travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles (fig.II.3).

h_t : Hauteur totale du plancher

Suite à cette disposition, on a $L_{\max} = 5.30 - 0.30 = 5.00 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{500}{22.5}$

Donc : $h_t \geq 22.22 \text{ cm}$.

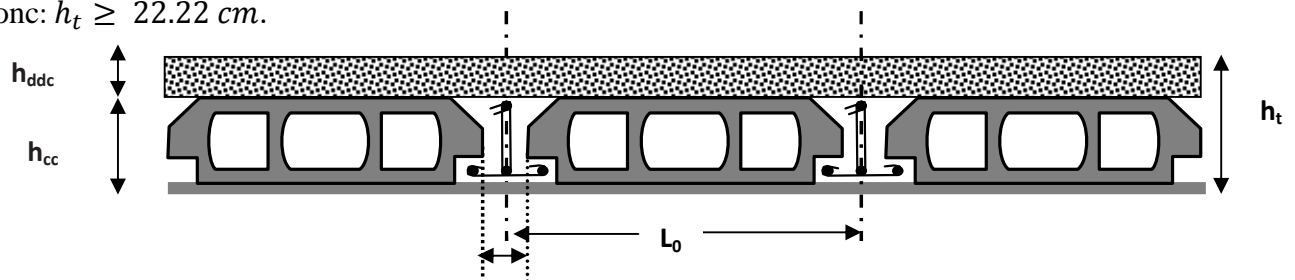


Figure. II.2. Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

Alors, on opte pour un plancher $[20 + 5]\text{cm}$, $\left\{ \begin{array}{l} h_{\text{corps creux}} = 20 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 5 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$

• II.3.2 Les poutrelles :

➤ Définition

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

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure (fig.II.3).

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

On dispose selon les deux critères :

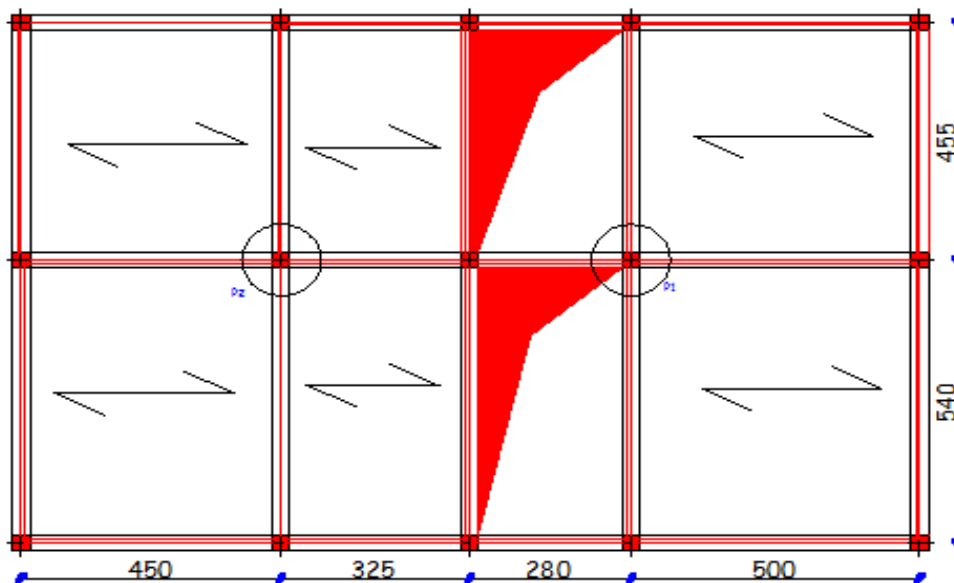


Figure-II. 2. Schéma de la disposition des poutrelles.

b.1) Dimensionnement des poutrelles :

- **Détermination de la largeur de la table de compression :**

→ $b_0 = (9.6 \text{ à } 14.4 \text{ cm})$

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

$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$

h_t : Hauteur du plancher.

b : Largeur de la table de compression.

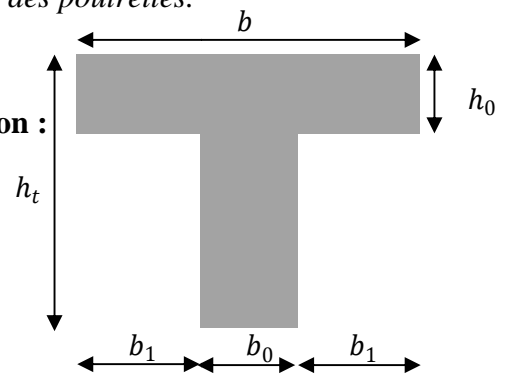


Figure. II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

L_x : distance entre nus des deux poutrelles.

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

L_y : la longueur minimale d'une travée dans le sens Parallèle aux poutrelles.

$$L_y = 325 - 30 = 295 \text{ cm}$$

Donc :

$$\mathbf{L_x = 53 \text{ cm, } L_y = 295 \text{ cm.}}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{b = 65 \text{ cm.}}$$

$$\text{Soit : } b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 24.5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

b) Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

➤ Critère de résistance :

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

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0.4$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec } \rho \geq 0.4$$

➤ Coupe-feu :

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

$$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe-feu.}$$

Notre projet comporte trois types de dalle pleine :

▪ Dalle sur quatre appuis

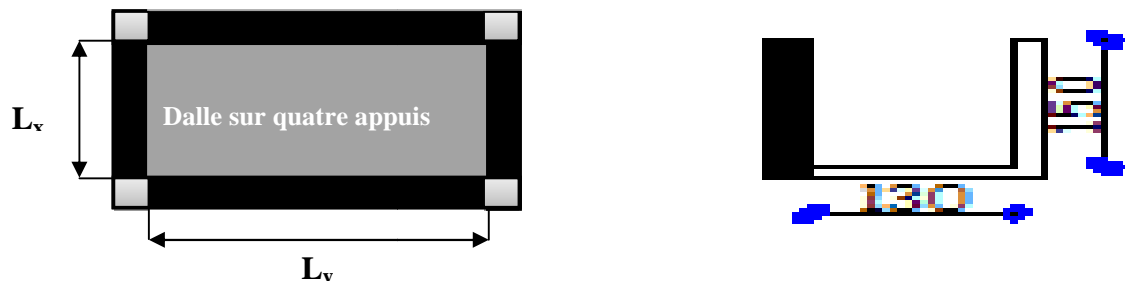
$$L_x = 250 \text{ m} \quad L_y = 510 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{250}{510} = 0.49 > 0.4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_y}{40} \quad 5.55 \text{ cm} < e \leq 12.75 \text{ cm (dalle de l'escalier)}$$

➤ Dalle reposant sur un seul appui : (balcon)

$$L_x = 150 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow e \geq 7.5 \text{ cm}$$



Dalle sur quatre appuis. Dalle sur un seul appui

On voit bien que pour les dalles pleines sur un seul appui que le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) l'épaisseur $e=12\text{cm}$.

Par contre pour la dalle sur quatre appuis (dalle de l'escalier), on opte pour une épaisseur de 15cm à cause de chargement.

c) Acrotère :

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

c.1) Calcul des charges de l'acrotère :

$$S=(0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.15) + (0.15 \times 0.05/2)$$

$$S = 0.07125\text{ m}^2.$$

Charge Permanente: $G = \gamma_b \times s \times 1$

$$G = 25 \times 0.07125 \times 1$$

$$G = 1.78125\text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment : $G_c = c \gamma \times p \times e$

P : périmètre de l'acrotère

$$P = 0.6 + 0.1 + \sqrt{0.0225 + 0.0025} + 0.05 + 0.15 + 0.5 + 0.1$$

$$P = 1.1581\text{ m}$$

$$G_c = 18 \times 0.02 \times 1.1581$$

$$G_c = 0.42\text{ KN/ml}$$

$$G_t = 0.42 + 1.78125 = 2.2\text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation : $Q = 1\text{ KN/ml}$

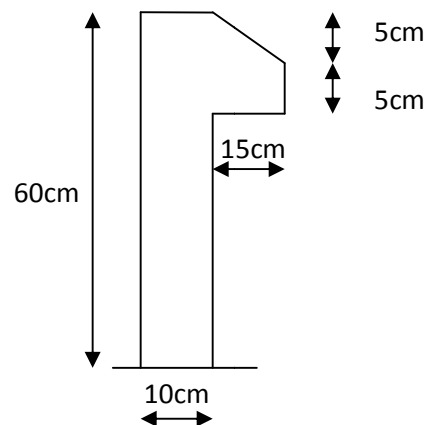


Figure. II.5. Acrotère

d) Les escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre. Il est réalisé en béton armé ou en bois. Les différents éléments constituant un escalier sont :

d.1) Terminologie :

- **Lamarche** : est la partie horizontale, là où l'on marche.
- **La contremarche** : est la partie verticale, contre la marche.
- **L'emmarchement** : est la longueur utile de chaque marche.
- **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- **La paillasse** : supporte les marches.
- **La Volée** : c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre.
- **α** : (Inclinaison de la paillasse)

Vue en plan d'un escalier :

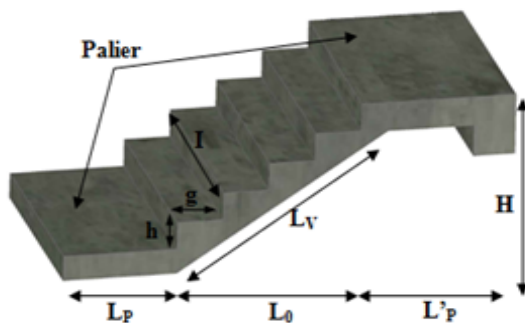


Figure-II. 3. Schéma d'un escalier

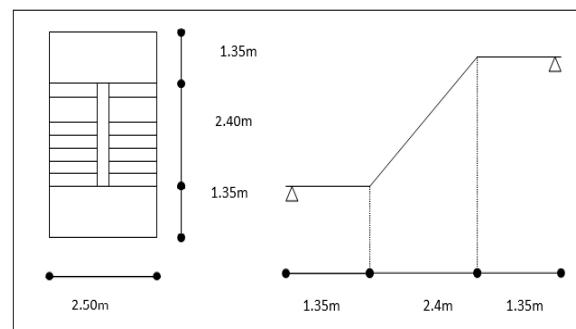


Figure-II. 4. Schéma d'un escalier

d.2) Pré-dimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$.
- $g = \frac{L_0}{n - 1}$ et $h = \frac{H}{n}$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

Avec :

$n - 1$: Nombre de marche.

L : longueur de la volée .

n : nombre de contre marche.

• **Epaisseur de la paillasse :**

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivé

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \Rightarrow$$

$$L = 1.35 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} + 1.35 = 5.54m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{554}{30} \leq e \leq \frac{554}{20} \Rightarrow 18.46cm \leq e \leq 27.7cm$$

On prend : **e = 20 cm.**

$$\alpha = 32.51^\circ.$$

$64n^2 - (64 + 2H + L_0).n + 2H = 0$, après résolution, on trouve :

Le nombre de contre marche est : **n = 9.**

Le nombre de marche est : **n - 1 = 8.**

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

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

Donc : Le giron d'une marche est : $g = 30cm$.

La hauteur d'une contremarche est $h = 17cm$.

II.3. Pré-dimensionnement des poteaux :

II.3.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

II.3.1.1. Plancher terrasse et plancher courant

➤ **La volée :**

Tableau-II. 1. Evaluation des charges et surcharge pour la volée

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale	20	0.02	0.4
Revêtement verticale	20	0.02 h/g	0.21
Mortier de pose horizontal	20	0.02	0.4
Mortier de pose verticale	20	0.02 h/g	0.21
Marche	22	h/2	2

Paillasse	25	$e/\cos 32.51$	5.92
Enduit de plâtre	10	$0.02/\cos 32.51$	0.23
Charge permanente G_v (KN/m)			9.37

➤ **Le palier**

Tableau-II. 2. Evaluation des charges pour le palier

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Paillasse	25	0.20	5
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente G_p (KN/m)			6.36

Tableau-II. 3. Evaluation des charges pour Terrasse inaccessible

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Gravier de protection	20	0.05	1
Multicouche d'étanchéité	6	0.02	0.12
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Forme de pente	22	0.073	1.61
Plancher à corps creux	/	/	3.3
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Charge permanente totale G (KN/m)			G = 6.59

Tableau II.4. Evaluation des charges et surcharges pour étage courant.

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	9	0.1	0.9
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.2
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher	Cc (20+4)	/	3.3

	DP	25	0.12	3.00
çEnduit de plâtre		10	0.02	0.2
Charge permanente Gcc (KN/m)				5.36
Charge permanente Gdp (KN/m)				5.06

Tableau-II. 4.Evaluation des charges et surcharges des murs extérieurs

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	8.67	0.15	1.3
Lame d'aire	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente G (KN/m)			2.8

Tableau-II. 5.Evaluation des charges des murs intérieurs

Désignation	Densité (kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (kn/m ²)
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente G(KN/m)			1.3

➤ **Acrotère****Tableau-II. 6.**Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère

Désignation	Acrotère pour terrasse inaccessible		
	Hauteur (m)	Surface (m ²)	Poids (kn/ml)
Acrotère	0.6	0.07125	1.78
Enduit de ciment	/	/	18*0.02*1.158=0.42
Charge permanente G			2.2

II.3.2. Surface afférente :

On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité (le poteau qui repèrent l'effort de compression maximal).

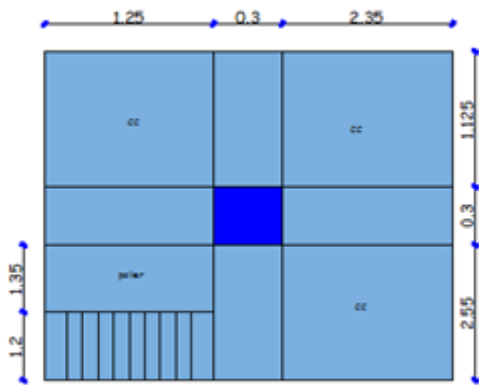


Figure-II. 5. Surface afférente pour le poteau P1

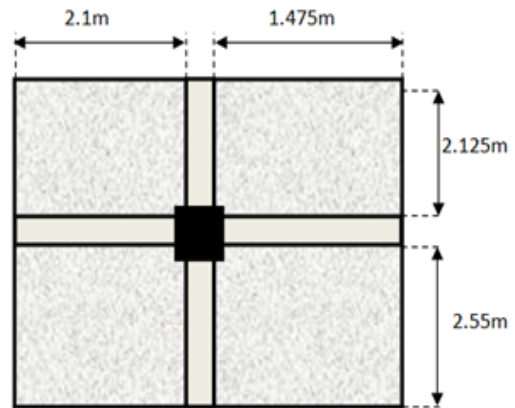


Figure-II. 6. Surface afférente pour le poteau P2

Descente de charge de poteau P1

$$S_{aff} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.125 \times 1.25 = 2.65 \text{ cm.}$$

$$S_2 = 2.35 \times 2.125 = 5 \text{ cm.}$$

$$S_3 = 2.35 \times 2.55 = 6 \text{ cm.}$$

$$S_{voiles} = 1.5 \text{ m}^2.$$

$$S_{palier} = 1.687 \text{ m}^2 \rightarrow S_4 = S_{escalier} = S_{voiles} + S_{palier} = 3.187 \text{ m}^2.$$

$$S_{aff} = 16.74 \text{ m}^2.$$

Calcul de poids propre terrasse inaccessible :

$$X = 1.54 \text{ m.} \quad y = 5.10 \text{ m.}$$

$$\tan \theta = \frac{x}{y} = 16.80$$

$$S_{esc} \times p_{trr} = 21 \text{ KN} \rightarrow g_{trr} = 21.94 \text{ KN.}$$

II.3.2.1. Les charges G et les surcharge Q

$$G_{c.c} = (S_1 + S_2 + S_3) \cdot g$$

$$\Rightarrow G_{c.c} = (2.65 + 5 + 6) \cdot 5.36$$

$$\Rightarrow G_{c.c} = 73.16 \text{ KN}$$

$$Q_{c.c} = (S_1 + S_3 + S_4) \cdot 1.5 + 2.5 \cdot S_2$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = 2.5(3.187) + (13.65) \cdot 1.5$$

$$\Rightarrow Q_{c.c} = 28.44 \text{ KN}$$

$$Q_{esc} = S_{esc} \times 2.5 = 7.97 \text{ KN.}$$

- **Calcul de poids propre des poutres**

$$G_{p,p} = 25[(0.45 \times 0.45 \times 2.125) + (0.45 \times 0.45 \times 2.55)]$$

$$\Rightarrow G_{p,p} = 23.67 \text{ KN}$$

$$G_{p,s} = 25[(0.35 \times 0.40 \times 1.25) + (0.35 \times 0.40 \times 2.35)] \Rightarrow G_{p,s} = 12.6 \text{ KN}$$

- **Calcul de poids propre de l'escalier :**

$$G_{pl} = S_{pl} \times P \quad 1.687 \times 6.36 = 10.73 \text{ kn} \quad G_{VOL} = S_{VOL} \times P \quad 1.5 \times 9.37 = 16.54 \text{ KN}$$

$$G_{esc} = 24.78 \text{ KN}$$

Descente de charge

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le **DTR** comme suit :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 10^{ème} étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n)/(2 \times n) \sum Q_i$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de base donnée ci-après applicable.

Donc pour le **RDC** et les sous-sols la loi de dégression n'est plus applicable.

Charges d'exploitations

La charge d'exploitation à prendre pour la terrasse inaccessible est de **$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$** .

La charge d'exploitation à prendre pour l'étage courant est de **$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$** .

La charge d'exploitation à prendre pour le Sous sol est de **$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$** .

La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est de **$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$** .

La charge d'exploitation des escaliers est de **$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$** .

Tableau-II. 7.Descente de charge de poteau P1

Niveau		Eléments	G (KN)	Q (KN)
Toiture de CE (terrasse inaccessible)	N1	Acrotère	7.01	16.83
		Plancher corps creux	21.94	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.6	
		Poteau	6.3	
	Σ			71.52
Etage 11	N2	Venant N1	71.52	28.43
		Poteau	6.3	
		Plancher corps creux	73.11	
		Escalier	24.78	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.6 0	
	Σ			211.98
Etage 10	N3	Venant de N2	211.98	28.43
		Poteau	8.63	
		Plancher corps creux	73.11	
		escalier	24.78	
		Poutre principale	23.67	
	Poutre secondaire	12.6		
Σ			354.77	70.85
Etage 9	N4	Venant de N3	354.77	28.43
		Poteau	8.63	
		Plancher corps creux	73.11	
		escalier	24.78	
		Poutre principale	23.67	
	Poutre secondaire	12.6		
Σ			497.56	93.59

Etage 8	N5	Venant de N4	497.56	28.43
		Poteau	11.28	
		Plancher corps creux	73.11	
		escalier	24.78	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.6	
		Σ	643	
Etage 7	N6	Venant de N5	643	28.43
		Poteau	11.28	
		Plancher corps creux	73.11	
		escalier	24.78	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.6	
		Σ	788.44	
Etage 6	N7	Venant de N6	788.44	28.43
		Poteau	14.27	
		Plancher corps creux	73.11	
		escalier	24.78	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.6	
		Σ	936.87	
Etage 5	N8	Venant de N7	936.87	28.43
		Poteau	14.27	
		Plancher corps creux	73.11	
		escalier	24.78	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.6	
		Σ	1085.3	

Etage 4	N9	Venant de N8	1085.3	28.43
		Poteau	17.62	
		Plancher corps creux	73.11	
		escalier	24.78	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.6	
	Σ	1237.08	173.19	
Etage e-sol 3	N10	Venant de N9	1237.08	42.07
		Poteau	17.62	
		Plancher corps creux	73.11	
		escalier	24.78	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.6	
		Σ	1388.86	196.5
Etage e-sol 2	N15	Venant de N14	1388.86	42.07
		Poteau	21.32	
		Plancher corps creux	73.11	
		escalier	24.78	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.6	
		Σ	1544.34	219.36
Etage e-sol1	N16	Venant de N15	1544.34	42.07
		Poteau	21.32	
		Plancher corps creux	73.11	
		escalier	24.78	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.6	
			Σ	1699.82
		TOTAL	1699.82	241.88

Descente de charge de poteau P2

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 1699.82) + (1.5 \times 241.88) = 2666.57 \text{ KN.}$$

Les surfaces afférentes :

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

$$S_{\text{aff}} = 16.71 \text{ cm}^2$$

Niveau		Eléments	G (KN)	Q (KN)
terrasse inaccessible	N1	Plancher corps creux	100.42	15.24
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.51	
		Poteau	8.03	
		Σ	144.63	15.24
Etage 11	N2	Venant N1	144.63	22.86
		Poteau	8.03	
		Plancher corps creux	97.2	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.51	
		Σ	286.04	38.1
Etage 10	N3	Venant de N2	286.04	22.86
		Poteau	10.71	
		Plancher corps creux	97.2	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.51	
		Σ	430.13	58.67
Etage 9	N4	Venant de N3	430.13	22.86
		Poteau	10.71	
		Plancher corps creux	97.2	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.51	
		Σ	574.22	76.96
Etage 8	N5	Venant de N4	574.22	22.86
		Poteau	13.77	
		Plancher corps creux	97.2	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.51	
		Σ	732.37	92.96

Etage 7	N6	Venant de N5	732.37	22.86
		Poteau	13.77	
		Plancher corps creux	97.2	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.51	
		Σ	879.52	106.68
Etage 6	N7	Venant de N6	879.52	22.86
		Poteau	17.21	
		Plancher corps creux	97.2	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.51	
		Σ	1030.11	118.11
Etage 5	N8	Venant de N7	1030.11	22.86
		Poteau	17.21	
		Plancher corps creux	97.2	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.51	
		Σ	1180.8	129.54
Etage 4	N9	Venant de N8	1180.8	22.86
		Poteau	21.04	
		Plancher corps creux	97.2	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.51	
		Σ	1335.22	140.97
Etage 3	N10	Venant de N9	1335.22	38.1
		Poteau	21.04	
		Plancher corps creux	97.2	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.51	
		Σ	1489.64	162.56
Etage 2	N11	Venant de N10	1489.64	38.1
		Poteau	23.14	
		Plancher corps creux	97.2	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.51	
		Σ	1646.16	183.64

Etage 1	N12	Venant de N11	1646.16	38.1
		Poteau	23.14	
		Plancher corps creux	97.2	
		Poutre principale	23.67	
		Poutre secondaire	12.51	
	Σ	1802.68	204.35	
TOTAL(KN)		1802.68	204.35	

$$Nu = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 1802.62) + (1.5 \times 204.35) = 2740.06 \text{KN}$$

On remarque que le poteau P2 est le plus défavorable

1.1.1. II.4.Descente des charges pour poteau centrale :

$$G = 1802.68 ; Q = 204.35 ; Nu = 2740.06 \text{Kn.}$$

Selon le **CBA93 (Art B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%. Après majoration on trouve : **Nu' = 3014.06K**

II.4.1 Vérifications :

II.4.1.2. Vérification des poteaux à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{Nu}{B} \leq f_{bu}$ avec, B : section du poteau

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times Fc28}{1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

Les résultats de vérification à la compression sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II.9. Vérification des poteaux à la compression simple

Etages	Section (m ²)	Nu' (KN)	Condition $\sigma_{adm} \geq \sigma_{cal}$		Observation
			σ_{adm} (MPA)	σ_{cal} (MPA)	
RDC(entre sol)	55*55	3014.06	14.2	9.96	Vérifiée
1 ^{er} +2 ^{ème} étages	50*55	2480.33	14.2	9.02	Vérifiée
3 ^{er} +4 ^{ème} étages	45*50	1967.24	14.2	8.74	Vérifiée
5 ^{ème} +6 ^{ème} étages	40*45	1482.1	14.2	8.23	Vérifiée
7 ^{ème} +8 ^{ème} étages	35*40	979.7	14.2	7	Vérifiée
9 ^{ème} +10 ^{ème} étages	30*35	487.63	14.2	4.64	Vérifiée

Remarque : La condition est vérifiée pour les différents poteaux.

II.4.1.3 Vérification du critère de stabilité de forme :

On prend le poteau du RDC pour exemple de calcul :

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

l_0 : Longueur de flambement $l_0 = h_{pot} - h_{poutre}$

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

l : Longueur du poteau.

$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (3.06 - 0.45) = 1.827\text{m}$; $B = 0.55 \times 0.55 = 0.302\text{m}^2$; $I = 5.2 \times 10^{-3}\text{m}^4$

$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.144\text{ m}$ $\lambda = \frac{1.827}{0.144} = 12.68 \Rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12.68}{35} \right)^2} = 0.828$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier : $B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left(\frac{F_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{B_r \cdot \gamma_s} \right)}$ avec, $A_s / B_r = 1\%$

$B_r \geq \frac{3.01407}{0.828 \times \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{115} \right)} = 0.165$ or, $B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.281\text{m}^2$

$B_r = 0.281 \geq 0.150$ Condition vérifiée, le Poteau ne risque pas de flambé.

Les résultats de vérification pour les autres poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.II.1. Vérification des poteaux au flambement

Etages	Section (m ²)	Nu' (KN)	Condition $B_r \geq B_{r\text{ cal}}$		Observation
			B_r (m ²)	$B_{r\text{ cal}}$ (m ²)	
RDC	0.55*0.55	3014.07	0.281	0.165	Vérifiée
1 ^{er} +2 ^{ème} étages	50*55	2480.34	0.281	0.136	Vérifiée
3 ^{er} +4 ^{ème} étages	45*50	1967.24	0.281	0.108	Vérifiée
5 ^{ème} +6 ^{ème} étages	40*45	1482.11	0.281	0.081	Vérifiée
7 ^{ème} + 8 ^{ème} étages	35*40	979.7	0.230	0.054	Vérifiée

9 ^{ème} +10 ^{ème}	30*45	530.75	0.230	0.029	Vérifiée
-------------------------------------	-------	--------	-------	-------	----------

II.5. Conclusion :

Le pré dimensionnement se fait dans le but d'avoir une estimation des dimensions des éléments structuraux et non structuraux tout en satisfaisant les exigences des différents règlements en vigueur. Ainsi nous avons opté pour :

Plancher corps creux: (20+5) cm

– Poutres principales : (40 45) cm²

Poutres secondaires : (35 40) cm²

RDC e-sol : (55 55) cm²

Poteaux 1^{ère},2^{ème} étage : (50 55) cm²

Poteaux 3^{ème},4^{ème} étage : (45 50) cm²

Poteaux 5^{ème},6^{ème} étage : (40 45) cm²

Poteaux 7^{ème},8^{ème} étage : (35 40) cm²

Poteaux 9^{ème},10^{ème} étage : (30 35) cm²

Chapitre III

Calcul des éléments non structuraux :

Dans ce chapitre on s'intéressera à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escaliers, acrotère, et l'ascenseur. Cette étude va se faire en suivant les étapes suivantes : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

III.1. Calcul des planchers :

III.1.1. Introduction :

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- Rôle d'isolation thermique et phonique.

Transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs. Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est le plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, Administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont que des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher.

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

III.2.1. Etude des poutrelles :

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

III.2. 1.Les méthodes de calcul : Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.2.1.1 Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

La méthode forfaitaire permet de calculer les sollicitations maximales dans les poutrelles. Elle ne s'applique que si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée :

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

- a) Le rapport entre deux travées successives des poutrelles doit être compris entre 0.8 et 1.25 $\Rightarrow 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- b) Fissuration peu nuisible (F.P.N).

c) Le moment d'inertie I de la poutrelle est constant sur toutes les travées.

- Si a, b, c et d sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire (**annexe E1 du BAEL**).
- Si a n'est pas vérifiée (cas des planchers à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de Caquot (**annexe E2 du BAEL**).
- Si a est vérifiée mais une ou plus des trois conditions b, c et d ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minorée (**annexe E2 du BAEL**), c'est-à-dire on minore G avec un coefficient de $2/3$ uniquement pour le calcul des moments en appuis puis on reprend la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

III.2.1.1.1 Valeurs des moments :

On appelle :

M_a : moment maximale sur un appui donné.

M_t : moment maximale en travée.

M_0 : moment maximale isostatique.

α : degré de surcharge.

❖ Moments aux appuis :

- $-0.6 M_0$: $-0.6 M_0$ - pour un appui intermédiaire d'une poutrelle à deux travées.
- $-0.5 M_0$: pour les premiers appuis intermédiaires (appui voisin de rive) d'une poutrelle à plus de deux travées.
- $-0.4 M_0$: pour tous les appuis centraux (autres que les appuis voisins de rive), pour les poutres ou les poutrelles à plus de trois travées.

Au niveau de l'appui de rive le moment est nul ce pendant le **BAEL** exige de mettre au niveau de ces appuis des aciers de fissuration équilibrant un moment = $-0.15 M_0$

($M_a^{\text{rive}} = -0.15 M_0$).

Avec : M_0 est moment isostatique maximale entre les deux travées de rive.

❖ Moments en travées :

M_t est calculée à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

a) Première condition :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05; 1 + 0.3\alpha) M_0$$

N.B : M_g et M_d sont pris avec valeurs absolues.

b) Deuxième condition :

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

❖ Valeurs des efforts tranchants :

Dans la méthode forfaitaire l'effort tranchant est calculé au niveau des appuis seulement sur chaque appui.

L'effort tranchant hyperstatique (V) égale l'effort tranchant isostatique (V_0), sauf sur l'appui intermédiaire (appui voisin de rive) où l'effort tranchant isostatique V_0 est majoré de :

$$\begin{cases} 15\% \text{ pour poutre à deux travées.} \\ 10\% \text{ pour poutre à plus de travées.} \end{cases}$$

III.2.1.2. Méthode de Caquot :

Elle s'applique pour les planchers à surcharge élevée, elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot a légèrement modifiée pour prendre en considération les propriétés hétérogènes et non parfaites du béton armé.

❖ Moments aux appuis :

$$\begin{cases} M_i = - \frac{q_G \times l'_G{}^3 + q_D \times l'_D{}^3}{8.5(l'_G + l'_D)} & \dots \text{ sous charge répartie.} \\ M_i = - \frac{k_G \times P_G \times l'_G{}^2 + k_D \times P_D \times l'_D{}^2}{l'_G + l'_D} & \dots \text{ sous charge concentrée.} \end{cases}$$

l'_G et l'_D : longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_G et q_D : charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

p_G et p_D : charges concentrées à gauche et à droite respectivement.

Avec :

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

$$k_{G,D} = \frac{1}{2.125} \times x_{G,D} \times (1 - x_{G,D}) \times (2 - x_{G,D})$$

$$x_{G,D} = \frac{a_{G,D}}{l'_{G,D}}$$

$a_{G,D}$: C'est la distance qui sépare la charge et l'appui concerné.

❖ Moments en travées :

$$M(x) = M_0(x) + M_G \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_D \times \frac{x}{l}$$

$$\text{Avec : } M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x)$$

$$M_t^{max} = M(x_0)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dx} = 0 \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_G - M_D}{l_i}$$

❖ L'effort tranchant :

$$V_i = V_0 + \frac{M_G - M_D}{l_i} ; \text{ Avec } V_0 \text{ est l'effort tranchant isostatique : } V_0 = \pm \frac{P_u \times l}{2}$$

III.2.1.3 Méthode de Caquot minorée :

Cette méthode consiste à minorer la charge permanente et prendre ($G' = \frac{2}{3} G$).

La charge G' est utilisée pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement par cette méthode.

Le calcul des moments en travée se fait par la charge total G et non pas G' .

❖ Les charges et surcharges revenants aux poutrelles :

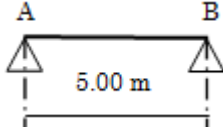
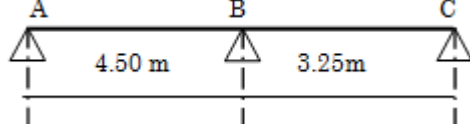
Le calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles se fait comme suit :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $P_u = l_0 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = l_0 \times q_s$

Avec : $l_0 = 0.65 m$

Tableau III- 1. Schéma statique pour le calcul des poutrelles.

Type	schéma
1	
2	

A l'ELU : $P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$; $q_u = 0.65 P_u$

A l'ELS : $P_s = G + Q$; $q_s = 0.65 P_s$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III- 2. Charge revenant aux poutrelles

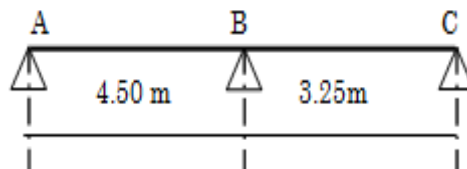
	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			Pu (KN)	Qu (KN)	Ps (KN)	Qs (KN)
Terrasse inaccessible	4.98	1	8.223	5.34	5.98	3.887
Etage courant	5.36	1.5	9.48	6.16	6.86	4.46

III.2.1.1.2 Calcul des sollicitations maximales :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Dans notre cas pour les calculs des sollicitations on appliquera la méthode de CAQUO et la méthode forfaitaire.

Exemple d'application de la méthode de CAQUO minoré

✓ Plancher étage courant (type 2)



$\frac{4.5}{3.25} = 1.38 > 1.25$; La méthode forfaitaire n'est pas applicable dans ce cas, car la condition $(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25)$ n'est pas vérifiée.

$$G' = \frac{2}{3}G = 3.57 \text{ kn/m}^2$$

III.2.1.1.3 Les charges sur la poutrelle :

$$\begin{cases} P'_u = 1.35G' + 1.5Q = 7.07 \text{ kn/m}^2 \\ P'_s = G' + Q = 5.07 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} q'_u = P'_u \times 0.65 = 4.598 \text{ kn/ml} \\ q'_s = P'_s \times 0.65 = 3.298 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

Les moments aux appuis :

❖ Appuis de rives :

$$M_A = M_C = 0, \text{ les moments effectifs } M_A = M_C = -0.15M_0^{max}$$

$$\text{Avec : } M_0^{max} = \frac{q' \times L^2}{8}$$

$$\text{ELU : } M_A = M_C = -1.74 \text{ kn.m} ; \quad \text{ELS : } M_A = M_C = -1.25 \text{ kn.m}$$

$$\text{Appui intermédiaire : } l'_g = 4.50 \text{ m} ; l'_d = 3.25 \text{ m}$$

$$\text{ELU : } M_B = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} = -8.756 \text{ kn.m} ; \quad \text{ELS : } M_B = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} = -6.28 \text{ kn.m}$$

Les moments en travées (pour les calculs on utilise G non pas G')

Travée AB :

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \frac{4.50}{2} - \frac{8.75}{6.16 \times 4.50} = 1.93 \text{ m}$$

$$\text{ELU : } M_t = \frac{q \times x}{2} (l - x) + M_B \times \frac{x}{l} = 11.537 \text{ kn.m} ; \quad \text{ELS : } M_t = 8.36 \text{ kn.m}$$

$$\text{Travée BC : } x = 2.06 \text{ m}$$

$$\text{ELU : } M_t = 4.35 \text{ kn.m} ; \quad \text{ELS : } M_t = 3.164 \text{ kn.m}$$

L'effort tranchant

Travée AB :

$$\begin{cases} V_A = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l} = 15.81 \text{ kn} \\ V_B = -V_0 - \frac{M_g - M_d}{l} = -11.90 \text{ kn} \end{cases}$$

Les résultats des autres types de poutrelles de l'étage courant sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau III- 3. Sollicitations de la poutrelle (type 1) étage courant.

➤ **Terrasse inaccessible :**

ELU							
Travée	L (m)	M ₀ (kn.m)	M _A (kn.m)	M _B (kn.m)	M _t (kn.m)	V (kn)	V _B (kn)
AB	5	19.25	-2.89	-2.89	19.25	15.41	-15.41
Sollicitations max	Ma = -2.89 kn.m ; Mt = 19.269kn.m ; Vmax = 15.41kn						
ELS							
Travée	L (m)	M ₀ (kn.m)	M _A (kn.m)	M _B (kn.m)	M _t (kn.m)	V _A (kn)	V _B (kn)
AB	5	13.93	-2.09	-2.09	13.93	/	/
Sollicitations max	Ma = -2.09kn.m ; Mt = 13.93kn.m						

ELU							
Travée	L (m)	M ₀ (kn.m)	M _A (kn.m)	M _B (kn.m)	M _t (kn.m)	V _A (kn)	V _B (kn)
AB	5	21.12	-3.168	-3.168	21.12	16.89	-16.89
Sollicitations max	Ma = -3.168 kn.m ; Mt = 21.12 kn.m ; Vmax = 16.89 kn						
ELS							

Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_A (kn.m)	M_B (kn.m)	M_t (kn.m)	V_A (k n)	V_B (kn)
AB	5	15.4 1	-2.31	- 2.31	15.41	/	/
Sollicitations max	Ma = -2.31 kn.m ; Mt = 15.41kn.m						

Tableau III- 4. Sollicitations de la poutrelle (type1) terrasse inaccessible.

ELU							
Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	V_g (kn)	V_d (kn)
AB	4 .5	16.79	0	- 9.198	12.82	13.14	-17.25
BC	3 .25	8.32	- 9.198	0	4.916	13.8	-8.14
Sollicitations max	$M_{r_a} = 0 \text{ kn.m}$; $M_{i_a} = -9.198 \text{ kn.m}$ $M_t = 12.66 \text{ kn.m}$; $V_{max} = 13.8 \text{ kn}$						
ELS							
Travée	L (m)	M_0 (kn.m)	M_g (kn.m)	M_d (kn.m)	M_t (kn.m)	V_g (kn)	V_d (kn)
AB	4 .5	12.25	0	-6.68	9.37	/	/
BC	3 .25	6.08	-6.68	0	3.60	/	/
Sollicitations max	$M_{r_a} = 0 \text{ kn.m}$; $M_{i_a} = -6.68 \text{ kn.m}$; $M_t = 9.37 \text{ kn.m}$						

Tableau III- 5. Sollicitations de la poutrelle (type2) terrasse inaccessible.

➤ Etage courant :

a. ferrailage longitudinale

$$M_t = 19.25 \text{ KN.m} \quad V^{\max} = 16.89 \text{ KN.}$$

$$h = 2 \text{ cm}; b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h_0 = 5 \text{ cm}; d = 22 \text{ cm}; \text{FPN}$$

- En travée

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

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{Tu}

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 * 0.04 * 14.2 * 10^3 \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 73.84 \text{KN.m}$$

$$\text{avec: } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$$

$$M_{tu} > M_{\max}^t = 19.25 \text{KN.m}$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire : $(h_t * b) = (20 \text{ cm} * 65 \text{ cm})$.

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b * d^2 * f_{bu}} \quad \mu_{bu} = \frac{19.25 * 10^{-3}}{0.65 * 0.22^2 * 14.2} = 0.043 < \mu_y = 0.18 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.055$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 * 0.055) = 0.21$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} * Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{19.25 * 10^{-3}}{348 * 0.215} = 2.57 * 10^{-4} \text{m}^2 = 2.57 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.22 * 2.1}{400} = 1.73 \text{cm}^2 < A_t$$

On opte pour 3HA12 = 3.14 cm²

- **En appui**

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 * h$).

- **Appui intermédiaire**

$$M_u = 8.756 \text{KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{8.756 * 10^{-3}}{0.12 * 0.22^2 * 14.2} = 0.106$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.106}) = 0.141$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.141) = 0.205 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{8.756 \times 10^{-3}}{0.205 \times 348} = 1.227 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2 > A_t$$

On opte pour 1HA12+1HA8=1.63cm².

• **Appui de rive**

$$M_u = 2.89 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.89 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.035$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.026}) = 0.044$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.044) = 0.216 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.89 \times 10^{-3}}{0.216 \times 348} = 0.384 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_a$$

On opte pour 1HA8=0.5cm².

b. Ferrailage transversale

✓ **Vérification aux cisaillements**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA.} \quad \text{BAEL91 (art$$

A.5.1.2.1.1)

$$V^{\max} = 16.89 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16.89 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.64 \text{Mpa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

✓ **Armature transversales**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par : $\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$

Φ_L : diamètre minimale des armatures longitudinale ($\Phi_L = 8 \text{mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 250 / 35, 120 / 10, 8 \} = 7.14 \text{ mm}$$

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

✓ **Espacement**

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow K = 1$$

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, cadres droites.) (CBA. Art A.5.1.2.3.)

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 19.8 \text{ cm} \\ S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} = \frac{0.5 \times 0.8 \times 400 \times 10^{-4}}{0.1 (1.169 - 0.3 \times 2.1 \times 1)} = 33.84 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = \frac{0.5 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.5 \text{ m} = 5 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (art A.5.1.2.2)}$$

Soit : **$S_t = 15 \text{cm}$** .

c) **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table-nervure:**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \overline{\tau_u} \quad \text{BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.265 \times 16.89 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.05} = 0.695 \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

d) **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

• **Appuis de rive :**

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_c$ **CBA93 (Art A.5.1.3.1.2).**

$$A_s = 3.14 + 0.5 = 3.64 \text{ cm}^2.$$

$$1.15 \times 16.89 \times 10^{-3} / 400 = 0.50 \text{ cm}$$

$$A_s > 1.15 \times V_u / f_c \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaire :**

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 / f_c (V_u + M_u / 0.9d)$; $A_s = 3.14 + 1.63 = 4.77 \text{ cm}^2$.

$$1.15 / 400 (16.89 + 8.756 \times 10^{-3} / 0.9 \times 0.22) = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1.15 / f_c (V_u + M_u / 0.9d) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

E) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

▪ **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ **CBA (Art A.5.1.3.1)**

$$\text{Avec : } a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.22 = 19.8 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } a = \min [0.9 \times d ; \text{ la largeur de l'appui } - 4 \text{ cm}] = 19.8 \text{ cm} \quad a \Rightarrow 19.8 \text{ cm}$$

$$V_u = 0.01689 \text{ MN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.12 \times 25 = 0.159 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures
- Etat limite de déformation

Etat limite d'ouverture des fissures

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ **BAEL91 (Art 4.5.2)**

$$\text{❖ En travée : } M_{ser} \text{ (kn)} = 13.93 ; A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) = -3.278 \times 10^{-4} \text{ m} < 0 ; \text{ L'axe neutre passe par la nervure le calcul se}$$

fera pour une section en T.

$$\frac{by^2}{2} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^2}{2} + 15A'(y-d') - 15A(d-y) = 0 \text{ Avec } A'=0 \Rightarrow$$

$$\frac{b_0 y^2}{2} + \left[15A + (b-b_0)h_0 \right] y - 15Ad - \frac{(b-b_0)h_0^2}{2} = 0$$

$$6y^2 + 259.1y - 1460.2 = 0 \Rightarrow y = 5.05 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + 15A'(y-d')^2 + 15A(d-y)^2, \text{ Avec } A'=0$$

$$I = \frac{65 \times 5.05^3}{3} - \frac{(65-12)(5.05-4)^3}{3} + 15 \times 3.14(22-5.05)^2 \Rightarrow I = 16342.8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{13.93 \times 10^{-3} \times 5.05 \times 10^{-2}}{16342.8 \times 10^{-8}} = 4.3 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée .}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

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

- **Evaluation de la flèche :** elle est évaluée selon les recommandations du **BAEL 91** (Article B.6.5) et celle du **CBA 93**.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \dots\dots (2) \\ \frac{A}{d \cdot b_0} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{500} = 0.04 < \frac{1}{16}$

La condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

Tel que :

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges

Permanententes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

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

$$f_{adm} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 0.5 + \frac{500}{1000} = 1.01 \text{ cm}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : $y = 5.05 \text{ cm}$

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})} = 8.986 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = 35046.45 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.14}{12 \times 22} = 0.01189$$

λ_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.01189 \times (2 + 0.554)} = 3.458$$

λ_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.383$$

Le module de déformation différé :

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \dots \dots \dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton}$$

$$E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa} \dots \dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

✓ **Contraintes (σ_s) :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{Jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

✓ **Inerties fictives (I_f) :**

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

✓ Evaluation des flèches :

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

$$q_{jser} = (0.65 \times G) \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 4.2 = 2.73 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.36 = 3.48 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.36 + 1.5) = 4.46 \text{ KN/m.}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2.73 \times 5^2}{8} = 8.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.48 \times 5^2}{8} = 10.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.46 \times 5^2}{8} = 13.93 \text{ KN.m}$$

$$= 5.05 \text{ cm}; I_0 = 35046.45 \text{ cm}^4; I = 16342.8 \text{ cm}^4; A = 3.14 \text{ cm}^2; \rho = 0.0118$$

$$\lambda_y = 3.458 ; \lambda_z = 1.38$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \times \frac{8.53 \times (0.22 - 0.0505) \times 10^2}{16.3428} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 13270 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \times \frac{10.87 \times (0.22 - 0.0505) \times 10^2}{16.3428} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 169.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sp} = \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01189 \times 132.7 + 2.1} = 0.563$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01189 \times 169.12 + 2.1} = 0.637$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01189 \times 216.71 + 2.1} = 0.704$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 0.00035046}{1 + 3.458 \times 0.563} = 0.000130 \text{ m}^4 ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 0.00035046}{1 + 3.458 \times 0.637} = 0.000120 \text{ m}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 0.00035046}{1 + 3.458 \times 0.704} = 0.000112 \text{ m}^4 ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 0.00035046}{1 + 1.38 \times 0.659} = 0.000202 \text{ m}^4$$

$$f_{ij} = \frac{5.97 \times 5^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000130} = 3.53mm ; f_{gi} = \frac{7.61 \times 5^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000120} = 4.88 mm$$

$$f_{pi} = \frac{9.75 \times 5^2}{10 \times 32456.59 \times 0,000112} = 6.7mm ; f_{gv} = \frac{9.75 \times 5^2}{10 \times 1081887 \times 0,000202} = 11.15mm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 11.15 - 3.53 + 6.7 - 4.88 = 9.43 mm$$

$$\Delta f = 9.43mm < 10.1 mm \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau III- 6. Ferrailage des poutrelles de l'étage courant

	M_u (K N.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)
En travée	19.25	0.032 4	0.055	0.215	2.57	1.73	3AH12=3.39
En appui intermédiaire	8.756	0.106	0.164	0.205	1.28	0.32	2HA12=2.26
En appui de rive	2.18	0.026	0.044	0.216	0.28	0.32	1HA12=0.5

Tableau III- 7. Evaluation de la flèche pour le plancher étage courant

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.05	16342.8	35046.45	23500	22100	12500	29700	0.6654	1.00

✓ **Plancher terrasse inaccessible**

On procède de la même manière, le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants

Tableau III- 8. Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

	M_u (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	As (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)
En travée	21.12	0.0473	0.06	0.215	2.82	1.73	3HA12 =3.39

En Appui de rive	3.168	0.0071	0.0089	0.219	0.42	0.32	1HA12=1.13 cm²
En appui intermédiaire	10.18	0.123	0.164	0.205	1.43	0.32	2HA12=2.26 cm²

Tableau III- 9. Evaluation de la flèche terrasse inaccessible

L (m)	As (cm)	Mjser (kn.m)	Mgser (kn.m)	Mpser (kn.m)	I (cm ⁴)	I0 (cm ⁴)
5	3.08	6.7	11.78	13.83	16058	34894
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
4.92	14247	11518	11036	19857	1.85	1.01

$$\Delta_{ft} = 1.85 \text{ cm} > f_{adm} = 1.01 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

III.3. Ferrailage de la dalle de compression

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

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \text{ CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

❖ **Armature parallèle aux poutrelles :**

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

On choisit un treillis soudés à maille carrée de 150 mm.

5TS5/ml = 1.41 cm² : perpendiculaire aux poutrelles → St = 15 cm < 20 cm.... vérifiée.

3TS6/ml = 0.85cm² : parallèles aux poutrelles → St = 15 cm < 30 cm vérifiée.

Tableau III- 10 .Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Type	Travée	Appui de rive	Appui intermédiaire
Plancher Etage courant			

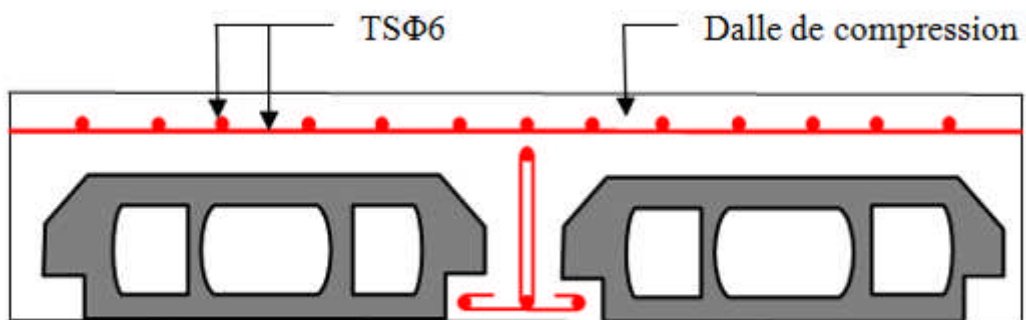


Figure. III.1.Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.4. Etude des dalles planes

➤ Etude des dalles sur 4 appuis :

Calcul des sollicitations à l'ELU :

Evaluation des charges :

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5.36 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow Q_u = 10.98 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments isostatiques :

On a :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \text{ et } (l_x \leq l_y)$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \end{cases}$$

Pour le panneau de dalle:

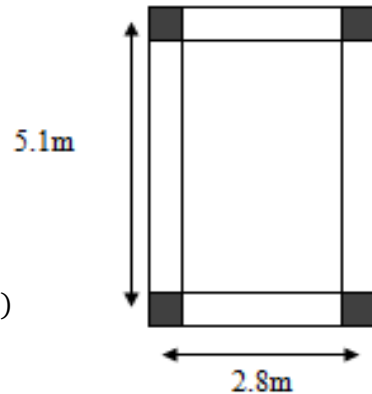


Figure.III. 2.Dalle de l'escalier

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.098 \times 10.98 \times (2.5)^2 = 6.72 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.25 \times 6.72 = 1.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ En travées :

$$M_t^{x,y} = \begin{cases} 0.85 M_0 \rightarrow \text{pour une travée de rive.} \\ 0.75 M_0 \rightarrow \text{pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

✓ Au niveau des appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^{x,y} \rightarrow \text{pour un appui de rive.} \\ -0.5 M_0^{x,y} \rightarrow \text{pour un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

Selon le sens l_x :

$$\text{On a : } M_0^x = 6.72 \text{ KN.m}$$

✓ En travée :

$$M_t^x = 0.85 \times 6.72 = 5.71 \text{ KN.m}$$

✓ En appui intermédiaire :

$$M_{a,int}^x = -0.5 \times 6.72 = -3.36 \text{ KN.m}$$

✓ En appui de rive :

$$M_{a,riv}^x = -0.3 \times 6.72 = -2.02 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de **1m** de largeur, on a : $b = 100$ cm ; $h = 15$ cm ; $c = 2$ cm ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ; $d = 13$ cm.

✓ **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.71 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{On est donc dans le pivot A} \Rightarrow \epsilon_{st} = 10 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq 0.392 \Rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.03$$

$$z = (1 - 0.4\alpha)d \Rightarrow z = (1 - 0.4 \times 0.028) \times 0.13 \Rightarrow z = 0.115m$$

$$A_x^t = \frac{M_u^t}{f_{st} \times z} = \frac{5.71 \times 10^{-3}}{348 \times 0.13} = 1.26 \times 10^{-4} m^2 = 1.26 \text{ cm}^2/ml$$

D'une manière identique, on fait le calcul du ferrailage au niveau des appuis selon le sens l_x , et on trouve les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau III- 11. Ferrailage au niveau des appuis.

Appui	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_x^a (cm ² /ml)
Intermédiaire	3.36	0.014	0.018	0.129	0.74
De rive	2.02	0.0084	0.0105	0.129	0.44

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b e$$

ρ_0 : coefficient dépend de type d'acier utilisé.

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

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.49) \times 100 \times 15 = 1.506 \text{ cm}^2/ml$$

On a : $A_x^t = 1.28 \frac{cm^2}{ml} < A_x^{min} = 1.506 \text{ cm}^2/ml \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Donc on adopte : $A_x^t = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2/ml$

Tableau III- 12. Tableau des vérifications des conditions de non fragilité.

Appuis	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	Observation $A_{calculée} \geq A_{min}$	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)
Intermédiaire	0.74	1.506		2HA10=1.57
Rive	0.44	1.506	Non vérifiée	2HA10=1.57

Remarque : donc on ferraille avec Amin.

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}$$

On a :

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{10.98 \times 2.5}{2} \times \frac{(5.1)^4}{(5.1)^4 + (2.5)^4} \Rightarrow V_x = 12.97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.01 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc on n'a pas besoin d'utiliser des armatures transversales.

Selon le sens l_y :

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau suivant :

On a : M₀^y = 1.68 KN.

Tableau III- 13. Tableau de ferrailage sens y-y.

Endroit	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Observation A _{calculée} ≥ A _{min}	A _{choisie} (cm ² /ml)	s _t (cm)
Travée	1.42	0.006	0.007	0.129	0.32	1.506	Non vérifiée	2HA10 = 1.57	20
Appuis intermédiaire	0.84	0.0035	0.0044	0.129	0.186	1.506	Non vérifiée	2HA10 = 1.57	20
Appuis de rive	-0.5	0.002	0.0026	0.129	0.111	1.506	n	2HA10 = 2.01	20

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

On a :

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10.98 \times 5.1}{2} \times \frac{(2.5)^4}{(5.1)^4 + (2.5)^4} \Rightarrow V_y = 1.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.113 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

❖ **Espacement des armatures :**

Fissuration nuisible $\rightarrow s_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Calcul des charges :

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5.36 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$Q_s = G + Q \Rightarrow Q_s = 7.86 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments isostatiques :

$$\text{On a } \begin{cases} \mu_x = 0.1013 \\ \mu_y = 0.358 \end{cases}$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 0.1013 \times 7.86 \times (2.5)^2 = 4.97 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.358 \times 4.97 = 1.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments en travée corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 4.97 = 4.22 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 1.78 = 1.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x

La vérification de la contrainte dans le béton.

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_t^{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$A_x = 1.28 \text{ cm}^2; b = 100 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 23.55y - 306.15 = 0 \Rightarrow y = 2.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{100}{3} 2.25^3 + 15 \times 1.57 \times (13 - 2.25)^2 = 3101 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = 219.42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266.67; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 219.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

La condition de la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{4.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 201.63} = 1.238 \times 10^{-3}$$

On prend : $\alpha_0 = 0.5$ pour commencer.

$$\alpha_1 = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = \sqrt{90 \times 1.238 \times 10^{-3} \frac{1-0.5}{3-0.5}} \Rightarrow \alpha_1 = 0.149 \Rightarrow \alpha_2 = 0.182 \Rightarrow \alpha_3 = 0.179$$

$$\Rightarrow \alpha_4 = 0.180 \Rightarrow \alpha_5 = 0.180$$

Donc on a : $\alpha = 0.179$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_{st}} = \frac{4.22 \times 10^{-3}}{0.13(1-\frac{0.179}{3})201.63} = 1.71 \times 10^{-4} m^2 = 1.71 cm^2$$

On prend 2HA12 = 2.26 cm², avec $S_t = 20$ cm

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min[2e; 25 \text{ cm}] = 20 \text{ cm}$$

Tableau III- 14. Tableau des vérifications à l'ELS.

Endroit		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq (\sigma_{bc})^-$	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Obs.
sens x-x	Travée	4.22	2.25	310100	3.06 ≤ 15	Vérifiée	219.42 > 201.63	N.Vérifiée
	Appui inter	2.95	2.25	310100	1.805 ≤ 15	Vérifiée	129.37 < 201.63	Vérifiée
	Appui rive	-1.49	2.25	310100	1.08 ≤ 15	Vérifiée	77.62 < 201.63	Vérifiée
sens y-y	Travée	1.51	2.25	310100	1.098 ≤ 15	Vérifiée	78.73 < 201.63	N Vérifiée
	Appui inter	2.68	2.25	310100	0.64 ≤ 15	Vérifiée	46.31 < 201.63	Vérifiée

	Appui rive	0.53	2.25	310100	$0.64 \leq 15$	Vérifiée	$27.79 < 201.63$	Vérifiée
--	------------	------	------	--------	----------------	----------	------------------	----------

On remarque que la majorité des vérifications sont vérifiées.

Tableau III- 15. Calcul des sections d'acier à l'ELS.

Endroit		$M_{ser}(KN.m)$	B	A	$A_{ser}(cm^2)$	Choix des barres	$s_t(cm)$
Sens x-x	Appui inter	4.22	1.61×10^{-3}	1.73	1.506	2HA12=2.26	20

❖ **Vérification des espacements**

$S_t \leq \min(2e; 25\text{ cm}) = 20\text{ cm} \dots \dots \text{vérifiée.}$

Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{M_{tser}^x}{20 \times M_{0ser}^x}, \frac{3}{80} \right) \\ \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{fe} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{2.5} = 0.06 < 0.042 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée.} \\ \frac{2.26 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 0.00174 < 0.005 \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

On a $\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5\text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{array} \right.$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III- 16. Vérification de la flèche :

Sens	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f_t \leq f_{adm}$ (mm)	Observatio n
X-X	0.68	0.175	0.339	0.22	0.618 < 5	vérifiée
Y-Y	0.839	0.215	0.418	0.279	0.76 < 10.1	vérifiée

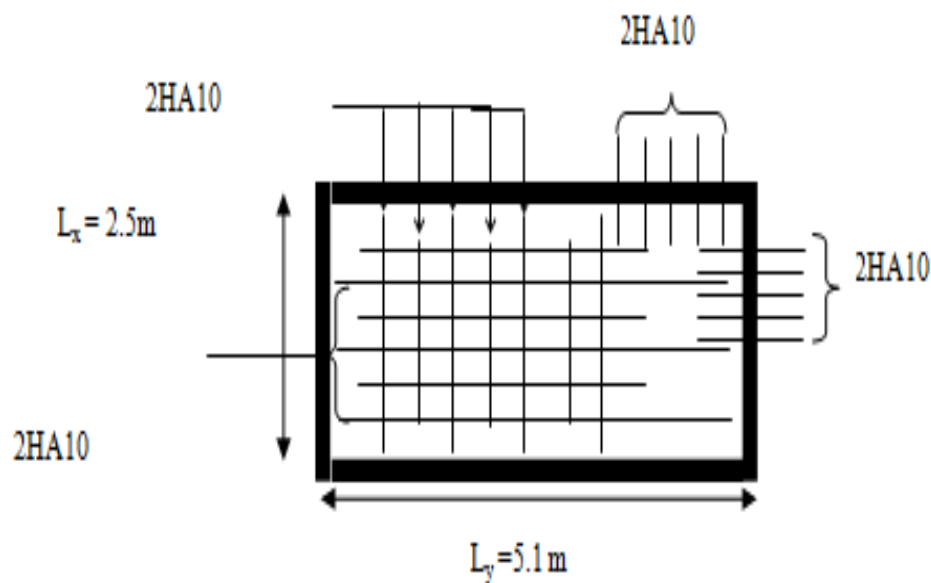


Figure.III. 3. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis.

III.4 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son Poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considérée nuisible.

- **Evaluation des charges**
- **Poids propre**

$$S = 0.07125 \text{ cm}^2$$

Charge Permanente $G_1 = 1.78125 \text{ kn.m}$

- **Poids des enduits :**

$$G_2 = 0.42KN$$

Le poids total

$$W_p = G_1 + G_2 = 1.78125 + 0.42 = 2.20KN$$

Q=1 KN

- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule

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

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

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$). (RPA ART. 6.2.3, Tableau 6.1).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Pour notre cas : } \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.20 \text{ kn} \end{cases}$$

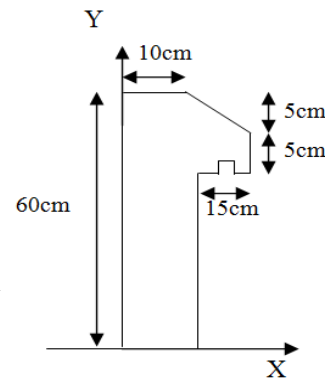
Donc $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.20 \Rightarrow F_p = 1.056 \text{ kn}$.

NB : La section de calcul sera de $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

Le centre de gravité de la section G ($X_g ; Y_g$)

$$X_g = \frac{\sum Xi \times Ai}{\sum Ai} = \frac{10 \times 60 \times 5 + 5 \times 15 \times 17.5 + 15 \times 37.5}{7125} = 6.84 \text{ cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum Yi \times Ai}{\sum Ai} = \frac{10 \times 60 \times 30 + 15 \times 5 \times 52.5 + 37.5 \times 56.67}{7125} = 33.77 \text{ cm}$$



b. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

Figure.III.4. Schémas statique de l'acrotère

$$\begin{cases} N_G = 2.2KN \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g = 1.056 \times 0.3377 = 0.356 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III- 17. Combinaisons d'action sur l'acrotère.

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charge	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.2	2.97	2.20
M (KN.m)	0.87	0.9	0.6

❖ Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0.9}{2.97} = 0.303 \text{ m} ; \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

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

Tels que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 0.24) = 2 \text{ cm}; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

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

ϕ : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$

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

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.1 \times 10^4} = 0.0086 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.3316 \text{ m}$$

• **Calcul à l'ELU :**

$$N_u = 2.97 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 2.97 \times 0.3316 = 0.98 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; f_{st} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$h = 0.1 \text{ m} ; d = 0.08 \text{ m} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.9 + 2.97 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.99 \text{ KN.m}$$

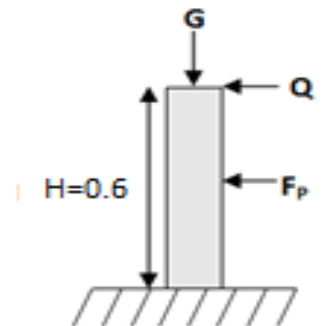
$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0109 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0137$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0137) = 0.0795 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{0.93 \times 10^{-3}}{0.059 \times 348} = 0.272 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.272 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :



$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.272 \times 10^{-4} - \frac{2.97 \times 10^{-3}}{348} = 1.866 \times 10^{-5} m^2 = 0.1866 cm^2$$

✓ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 cm^2$$

$A_{min} > A \dots \dots \dots$ non vérifiée

On prend $A_s = 4HA8 = 2.01 cm^2/ml$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}; A_s = 2.01 cm^2 \Rightarrow A_r = 0.502 cm^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1.13 cm^2/ml$$

• **Espacement :**

Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 cm$, On adopte $S_t = 20 cm$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{70}{4} = 17.5 cm$; On adopte $S_t = 15 cm$.

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

• **ELU :** $V_u = 1.5 \times Q = 1.8 \times 1 = 1.5 KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0225 MPa ; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right) = 2.5 MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots$ vérifiée

• **Situation accidentelle :** $V_u = F_p + Q = 1.056 + 1 = 2.056 KN$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.056 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0257 MPa < \bar{\tau} = 2.5 MPa \dots \dots \dots$$
 vérifiée

✓ **Vérifications à l'ELS :**

• Vérifications des contraintes

$$M_{ser} = 0.6 KN.m, N_{ser} = 2.20 KN; d = 0.06 m$$

• Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} = \frac{0.6}{2.20} - \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.242 m$$

$$e_1 > d \Rightarrow c \text{ à l'extérieur de la section} \Rightarrow c = 0.08 - 0.242 = -0.162m$$

On a :

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

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -3 \times (-0.162)^2 + 90 \times 1.57 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08+0.162)}{1} \\ q = -2 \times (-0.162)^3 - 90 \times 1.57 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08+0.162)^2}{1} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = -0.075 \text{ m}^2 \\ q = 0.00767 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + py_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$; il y a deux façons de la faire :

Soit par tâtonnement, soit par la méthode suivante :

On calcule le $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on a trois racines réelles

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) \end{cases}$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ on a une seule racine réelle :

$$\text{On calcul } \Rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$$\Delta = (0.00767)^2 + \frac{4 \times (-0.075)^3}{27} = -3.67 \times 10^{-6} < 0 \Rightarrow \text{trois racines réelles}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{0.075}{3}} = 0.316 \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3 \times 0.00767}{2 \times (-0.075)} \sqrt{\frac{-3}{-0.075}} \right) = 165.39^\circ \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{c1} = 0.316 \times \cos \left(\frac{165.39}{3} \right) = 0.181 \text{ m} \\ y_{c2} = 0.316 \times \cos \left(\frac{165.39}{3} + 120 \right) = -0.314 \text{ m} \\ y_{c3} = 0.316 \times \cos \left(\frac{165.39}{3} + 240 \right) = 0.134 \text{ m} \end{cases}$$

$$y = y_c + c$$

$$\begin{cases} y_1 = 0.181 - 0.162 = 0.019 \text{ m} \\ y_2 = -0.314 - 0.162 = -0.476 \text{ m} \\ y_3 = 0.134 - 0.162 = -0.028 \text{ m} \end{cases}$$

On a : $y = y_1 = 0.019 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \mu_t &= \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t \\ &= \frac{1 \times (0.019)^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.019) \\ &\Rightarrow \mu_t = 2.82 \times 10^{-4} m^3 \end{aligned}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{2.2 \times 10^{-3} \times 0.019}{0.368 \times 10^{-4}} = 1.136 MPa \\ \sigma_{st} = 15 \times 2.2 \times 10^{-3} \times \frac{(0.08 - 0.019)}{0.368 \times 10^{-4}} = 54.70 MPa \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.67; 202) = 202 MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 MPa \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0.377 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \sigma_{st} = 14.89 MPa \leq \bar{\sigma}_{st} = 240 MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

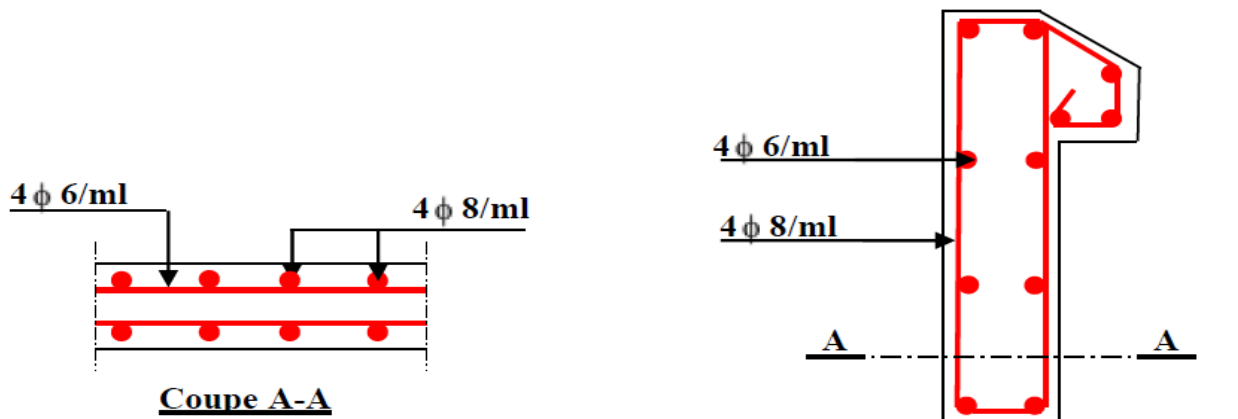


Figure.III. 5.Ferrailage de l'acrotère.

III.5. Etude de l'escalier :

Les parties AD et CD sont identiques, donc on va étudier seulement la partie AD et les résultats vont être appliqués sur l'autre partie.

III.5.1. Evaluation des charges permanentes des escaliers :

On a:

$$G_v = 9.37 KN/m^2$$

$$G_p = 6.36 KN/m^2$$

$$Q = 2.5 KN/m^2$$

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

Avec :

G_v : poids propre de la volée.

G_p : poids propre de palier.

Combinaison de charges :

➤ **Sur la volée :**

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = q_1 = 1.35 G_v + 1.5 Q = 16.4 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_v + Q = 11.87 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ **Sur le palier :**

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = q_2 = 1.35 G_p + 1.5 Q = 12.336 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = G_p + Q = 8.86 \text{ KN/m} \end{cases}$$

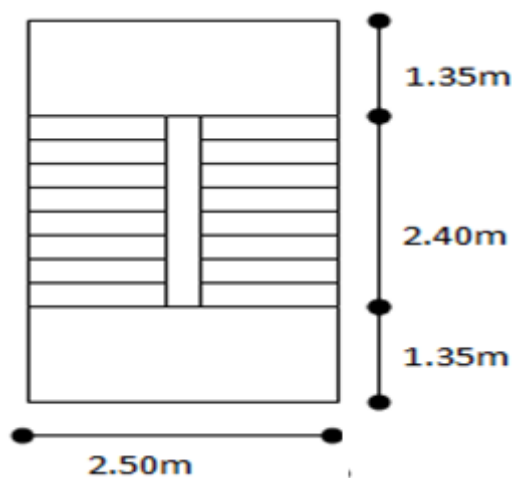


Figure.III. 6. Vu en plans d'escalier

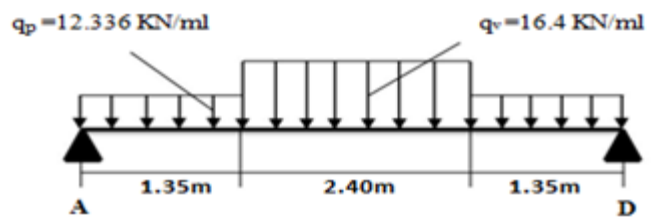


Figure.III. 7. Schéma statique de l'escalier.

III.5.1.1 Calcul des sollicitations :

✓ **Réactions d'appuis :**

$$\varepsilon F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (1.35 \times 12.36) + (2.4 \times 16.4) + (12.36 \times 1.35)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 72.732 \text{ KN}$$

$$\varepsilon M/D = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1.35)^2}{2} \times 12.336 + 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.35 \right) \times 16.4 + 1.35 \times \left(\frac{1.35}{2} + 2.4 + 1.35 \right) \times 12.336 \right] / 5.1$$

$$\Rightarrow R_A = 36.33 \text{ KN}$$

$$\varepsilon M/A = 0 \Rightarrow R_D = \left[\frac{(1.35)^2}{2} \times 12.336 + 2.4 \times \left(\frac{1.35}{2} + 1.35 \right) \times 16.4 + 1.35 \times \left(\frac{1.35}{2} + 2.4 + 1.35 \right) \times 12.336 \right] / 5.1$$

$$\Rightarrow R_D = 36.33 \text{ KN}$$

✓ **Moment fléchissant et effort tranchant :**

La poutre est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM).

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.35$

$$T(x) = -12.336x + 36.33$$

$$\begin{cases} T(0) = 36.33 \text{ KN} \\ T(1.35) = 19.68 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -6.168 x^2 + 36.33x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.65) = 37.80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

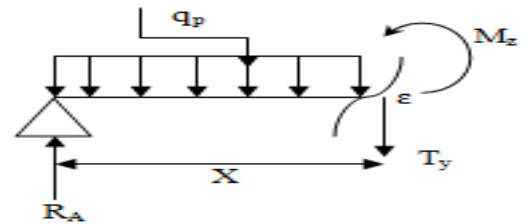


Figure.III. 8.Tronçon 1.

Tronçon 2 : $1.35 \leq x \leq 3.75$

$$T(x) = -16.65x + 42.156$$

$$\begin{cases} T(1.35) = 19.68 \text{ KN} \\ T(3.75) = -20.28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -8.2 x^2 + 41.82 x - 3.684$$

$$\begin{cases} M(1.35) = 37.82 \text{ KN.m} \\ M(3.75) = 37.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul de l'extremum :**

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16.65 x + 42.152 = 0 \Rightarrow x = 2.53$$

9.Tronçon 2.

$$M(2.53) = 49.636 \text{ KN.m}$$

$$\text{On trouve } \begin{cases} M^{max} = 49.636 \text{ KN.m} \\ V^{max} = R_A = 36.33 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments réels :**

$$\begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times 49.636 = 37.22 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.3 \times 49.636 = -24.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.2)$.

Avec :

Tableau III- 18. Tableau de ferrailage à l'ELU.

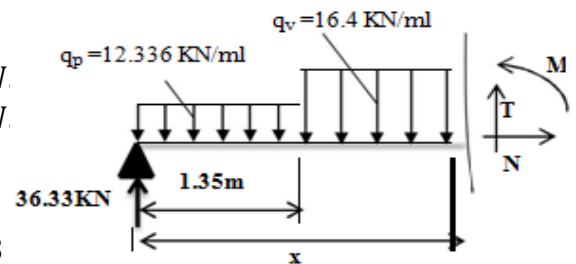


Figure.III. 9.Tronçon 2.

Endroit	μ_{bu}	A	Z (m)	A^{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A^{choisis}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	0.092	0.12 0	0.171	7.07	1.81	5HA14= 7.7	20
En appuis	0.054	0.06 9	0.175	4.07	1.81	7HA10= 5.50	14

Vérifications :

➤ **A l'ELU :**

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, v_u = 36.33 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{36.33 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.213 \text{ MPa}$$

$$< \tau^{adm} = 3.33 \text{ MPa}$$

➤ **A l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à l'ELS sont :

Etat limite de compression du béton :

$$M_{max}^{ser} = 35.85 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t^{max} = 0.85 \times 35.85 = 30.47 \text{ KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 \times 35.85 = 17.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III- 19. Vérification de la contrainte du béton.

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)		Observation
Travée	30.47	5.4	23586	6.97 < 15	Vérifiée
Appui	17.92	4.68	18054	4.65 < 15	Vérifiée

• **Etat limite de déformation**

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$\frac{h}{l} = 0.039 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{ Non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0042 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \dots \text{ vérifiée.}$$

Sollicitations

$$\begin{cases} M_j = 19.62 \text{ KN.m} \\ M_g = 23.56 \text{ KN.m} \\ M_p = 30.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III- 20. Vérification de la flèche.

$f_{ji}(\text{cm})$	$f_{gi}(\text{cm})$	$f_{pi}(\text{cm})$	$f_{gv}(\text{cm})$	$\Delta f(\text{cm})$	f_{adm} (cm)	Observation
257	333	416	582	4.506	5.105	<i>vérifiée</i>

Vérification des armatures de répartitions :

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.925 \frac{\text{cm}^2}{\text{mlonchoisit}} 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $s_t = 25 \text{ cm}$

En Appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5.5}{4} = 1.375 \text{ cm}^2/\text{mlonchoisit} 5\text{HA}6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $s_t = 20 \text{ cm}$

Vérification des espacements :

Travée : $s_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Appuis : $s_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

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

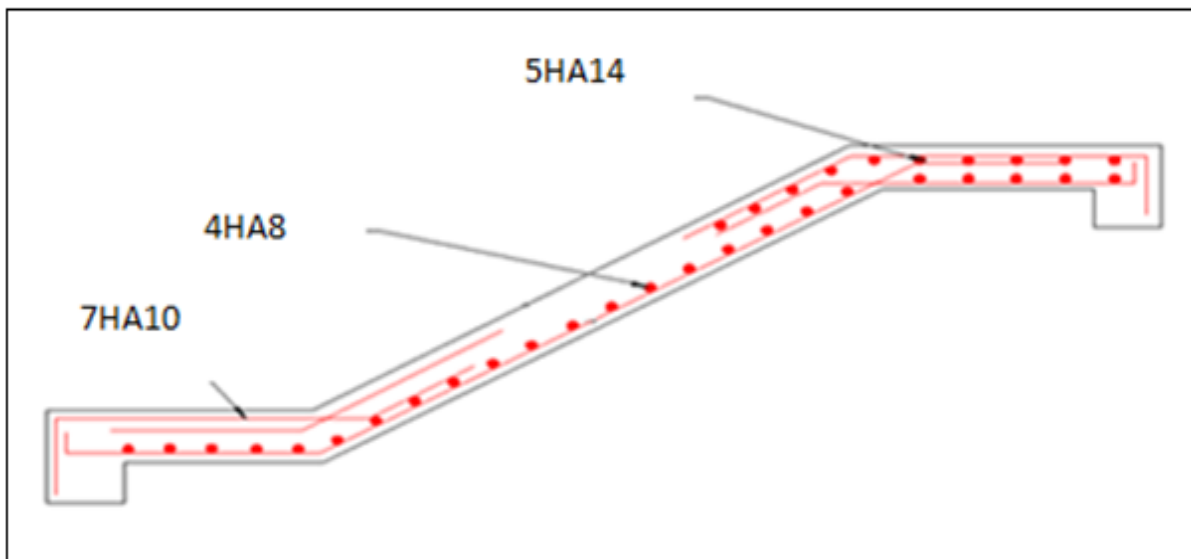


Figure.III. 10. Schéma de Ferrailage de l'escalier.

III.5.3 Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

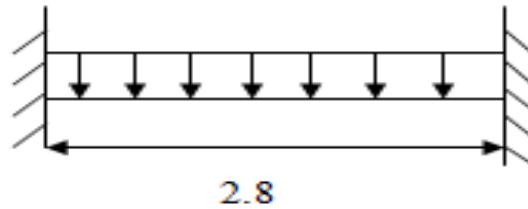


Figure.III. 11.Schéma statique de la poutre palière.

III.5.3.1 Dimensionnement :

On a : $L_{\max} = 2.8 \text{ m} = 280 \text{ cm}$

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

$$\frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18.67 \leq h \leq 28$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

III.5.3.2 Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

❖ Sollicitations de la poutre palière :

✓ Les charges sur la poutre :

- Son poids propre : $g_0 = (b \times h) \times \gamma_b = (0.3 \times 0.35) \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$

$$g_m = G_{\text{cloison}} \times H_{\text{mur}} = 2.82 \times 2.28 = 6.32 \text{ KN/m}$$

Avec :

H_{mur} : la hauteur du mur.

g_0 : poids propre de la poutre palière.

g_m : poids du mur sur la poutre.

G_{cloison} : charge du mur.

✓ La charge transmise par l'escalier :

C'est la réaction d'appui au point D.

$$\begin{cases} \text{ELU: } R_D^u = 15.77 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS: } R_D^s = 11.404 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Soit :

$$P_u = 1.35 (g_0 + g_m) + R_D^u = 1.35 \times (2.625 + 6.32) + 15.77 = 27.85 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_u^t = \frac{P_u l^2}{24} = \frac{27.85 \times (2.8)^2}{24} = 9.09 \text{ KN.m} \\ M_u^a = -\frac{P_u l^2}{12} = -\frac{27.85 \times (2.8)^2}{12} = -18.20 \text{ KN.m} \\ V_u = \frac{P_u l}{2} = \frac{27.85 \times 2.8}{2} = 39 \text{ KN} \end{cases}$$

III.5.3.2.1 Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

On a: $b = 30 \text{ cm}$, $h = 35 \text{ cm}$, $d = 33 \text{ cm}$

On résume les calculs de ferrailage dans le tableau ci-après

Tableau III- 21. Tableau de ferrailage de la poutre palière à l'ELU.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	A	z (m)	$A_{F.S}^{cal}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{F.S}^{cal} \geq A_{min}$
Travée	9.09	0.0196	0.024	0.326	0.8	1.19	Non vérifiée
Appui	18.20	0.039	0.05	0.323	1.62	1.19	

❖ Contrainte de cisaillement en flexion simple :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{39 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.40 \text{ MPa}$$

✓ Armatures transversales :

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.45 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.26 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{trans} = \max[0.45, 0.26] \Rightarrow A_{trans} = 0.45 \text{ cm}^2$$

III.5.4. Calcul à la torsion

• Moment de torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{tors} = -M_D \times \frac{l}{2} = -24.82 \times \frac{2.8}{2} = -34.748 \text{ KN.m}$$



Figure.III. 12. Les moments de torsion sur la poutre palière.

- **Calcul des armatures longitudinales :**

Pour une section pleine, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle, qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

Avec :

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

E : épaisseur de la paroi.

A_l : section d'acier.

$$e = \phi/6 = h/6 = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 0.071 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.07 \text{ m}$$

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tors} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{24.82 \times 10^{-3} \times 1.07 \times 1.15}{2 \times 0.071 \times 400} = 5.38 \text{ cm}^2$$

- **Armature transversales :**

$$\text{On fixe : } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{tor} = \frac{M_{tors} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{24.82 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.071 \times 400} = 0.655 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement en torsion:**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tors}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{24.82 \times 10^{-3}}{2 \times 0.071 \times 0.0583} = 3 \text{ MPa}$$

III.5.4.1. Ferrailage global (flexion simple + torsion) :

a) Calcule Ferrailage longitudinal :

- **En travée :**

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 0.8 + \frac{5.38}{2} = 3.49 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.62 + \frac{5.38}{2} = 4.31 \text{ cm}^2$$

❖ Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.5\% b \times h = 5.25 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 7.8 \text{ cm}^2 \text{RPA (Art 7.5.2.1)}$$

a.1) Ferrailage longitudinal choisis :

- En travée :

$$A_l^{choisis} = 2HA12 + 2HA10 = 3.83 \text{ cm}^2$$

- En appui :

$$A_l^{choisis} = 4HA10 + 2HA8 = 4.71 \text{ cm}^2$$

b) Calcul des armatures transversales :

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.45 + 0.655 = 1.105 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA5 + 2HA8 = 1.4 cm²

Soit un cadre Ø10 + un étrier de Ø8.

❖ Vérification au cisaillement :

On a $\begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0.4 \text{ MPa} \\ \tau_u^{tor} = 3 \text{ MPa} \end{cases}$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} = \sqrt{(0.4)^2 + (3)^2} = 3.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tot} = 3.02 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELS

Avec : $P_s = (g_0 + g_m) + R_d^s = (2.625 + 6.32) + 11.34 = 20.45 \text{ KN/m}$

Tableau III- 22. Vérification de la contrainte du béton.

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	6.68	9.49	40324	1.57	15	Vérifiée
Appui	13.36	6.13	17468.79	4.69	15	Vérifiée

III.6. Etude de l'ascenseur:**III.6.1. Définition:**

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.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L : Longueur de l'ascenseur = 175cm.
- l : Largeur de l'ascenseur = 150cm
- H Hauteur de l'ascenseur = 220cm.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse V = 1m/s.

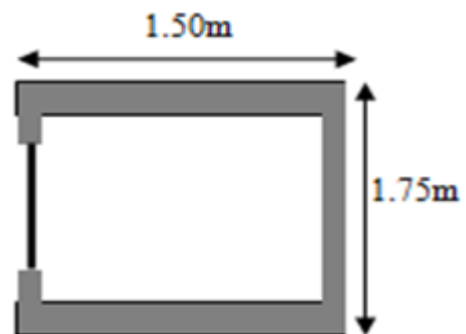


Figure.III. 13. *Dimensions de l'ascenseur*

a) Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

- **L'épaisseur de la dalle :**

On a $l_x = 1.5 \text{ m}$; $l_y = 1.75 \text{ m}$; $S = 2.625 \text{ m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.75} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les 2 sens}$$

$$\Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3.33 \leq e \leq 3.75$$

$$\begin{cases} e \geq 11 \text{ cm pour } 2h \text{ de coupe feu} \\ e \geq 14 \text{ cm isolation phonique} \end{cases} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- **Evaluation des charges et surcharges :**

On a: $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$

- **Poids propre de la dalle et du revêtement**

Calcul pour un revêtement de 5 cm

$$G_1 = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

- **Poids de l'ascenseur**

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{2.625} = 55.24 \text{ KN/m}^2$$

- Poids total

$$G^{tot} = G_1 + G_2 = 4.85 + 55.24 = 60.09 \text{ KN/m}^2$$

- Combinaison d'action

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow q_u = 1.35G^{tot} + 1.5Q = 1.35 \times 60.09 + 1.5 \times 1 = 82.62 \text{ KN/m}^2 \\ ELS \Rightarrow q_s = 60.09 + 1 = 61.09 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- Calcul des sollicitations à l'ELU

$$\Rightarrow \rho = 0.857 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

- Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0506 \times 82.62 \times 1.5^2 = 9.41 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.6864 \times 9.41 = 6.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments (compte tenu de l'encastrement)

$$\text{En travée} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 9.41 = 8 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 8 = 5.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui} \Rightarrow M_0^x = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 9.41 = -4.7 \text{ KN.m}$$

III.6.1.1 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.

Tableau III- 23. Tableau du ferrailage de dalle.

Endroit	Sens	MK N.m	μ_{bu}	α	Z(m)	$A^{cal} (cm^2 / ml)$	$A_{min} (cm^2 / ml)$	Choix	$s_t (cm)$
Travée	X -X	8	0.03	0.043	0.128	1.8	1.28	4HA8 =2.01	25
	Y -Y	5.5	0.02	0.028	0.128	1.23	1.2	4HA8 =2.01	25
Appui		-4.7	0.01	0.017	0.129	0.72	1.28	4HA8 =2.01	25

III.6.1.2 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$

$$\begin{cases} V_u^x = 41.31 \text{ KN} \\ V_u^y = 50.6 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{41.31 \times 10^{-3}}{0.13 \times 1} = 0.32 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = 61.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow \rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 7.92 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 6.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 6.73 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 5.24 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -3.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III- 24. *Tableau de vérification des contraintes.*

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	(MPa)	Obs
x-x	6.73	2.51	3844.81	4.39 < 15	
y-y	5.24	2.51	3844.81	3.42 < 15	
Appui	-3.95	2.51	3844.81	2.58 < 15	

❖ **Vérification à la flèche**

Sens X-X

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} \geq \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.1 \geq 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.0015 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

• **Sens Y-Y**

$$\begin{cases} 0.086 \geq 0.042 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ 0.0015 < 0.005 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées dans les deux sens le calcul de la flèche est inutile.

III.6.2. Dalle de salle machine

On a le schéma représentant la surface d'impact :

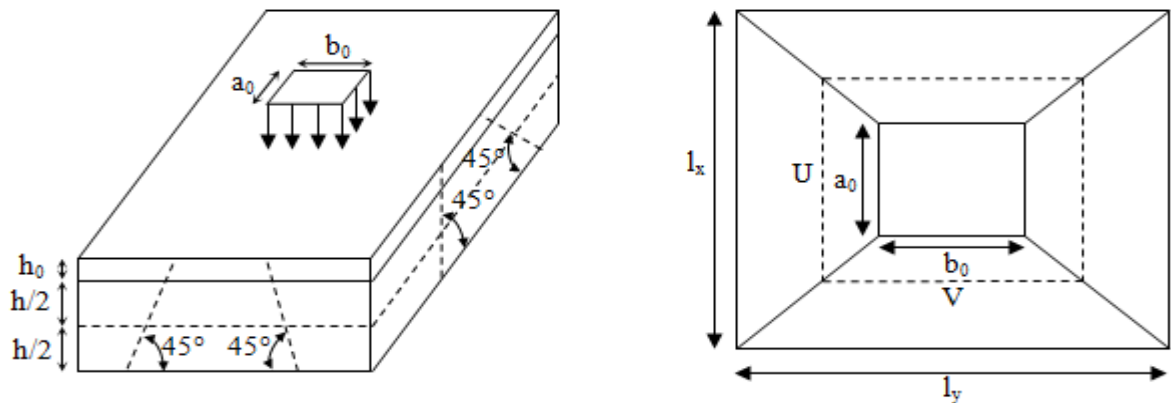


Figure.III. 14. Illustration de la surface d'impacte.

On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèles à L_x .

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .

$a_0 \times b_0 = 80 \times 80$ est la surface du chargement.

h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine

h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide

$$\xi = 0.75 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 \times 0.75 \times 5) = 102.5 \text{ cm}$$

- À l'ELU :

$$\text{On a : } g = 72.5 \text{ KN} \Rightarrow q_u = 1.35 \times g = 97.605 \text{ KN}$$

- Calcul des sollicitations :

$$\text{On a selon le BAEL : } \begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

M_1 et M_2 sont des coefficients donnés par les abaques de PIGEAU **annexe 2**, en fonction de ρ .

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{U}{l_x}, \beta = \frac{V}{l_y}$$

$$v : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} v = 0 \Rightarrow ELU \\ v = 0.2 \Rightarrow ELS \end{cases}$$

Soit :

$$\rho = 0.857 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.68 \\ \beta = 0.585 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.063 \\ M_2 = 0.056 \end{cases}$$

- **Evaluation des moments de M_{x1} et M_{y1} du système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.063 = 6.149 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.056 = 5.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\rho = \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0506 \times 8.05 \times 1.5^2 = 0.92 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.6864 \times 0.92 = 0.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.149 + 0.92 = 7.07 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_y = 5.46 + 0.63 = 6.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 7.07 = 6.01 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 6.09 = 5.17 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.3 \times 7.07 = -2.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.6.3 Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur $b=1 \text{ m}$, $d=0.13 \text{ m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III- 25. *Tableau des ferrailages de la dalle.*

Endroit t	Sens	M(K N.m)			Z(m)	$A^{cal}(cm^2)$	(cm^2)	Choix	$s_t(cm)$
Travée	X-X	7.88	0.033	0.042	0.128	1.77	1.28	4HA8= 2.01	25
	Y-Y	5.17	0.022	0.023	0.128	1.15	1.2	4HA8=	25

								2.01	
Appui		-2.1	0.009	0.011	0.129	0.47	1.2	4HA8=2.01	25

• **Vérification à l'ELU**

Vérification des espacements :

Pour un chargement concentré et FPN.

$$s_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 25\text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c}{\gamma_b}$$

P_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Hauteur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (102.5 + 102.5) \Rightarrow U_c = 410\text{ cm} ; P_u = 97.605\text{ KN}$$

$$P_u = 97.605 < 0.045 \times 410 \times 10^{-2} \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 461$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{ MPa}$$

On a:

$$v = u \Rightarrow V_{max} = \frac{P_u}{3 \times v} = 31.74\text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.244\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Calcul à l'ELS :**

• **Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3\text{ KN}$.**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 61.06 \times (0.063 + 0.2 \times 0.056) = 4.53\text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 61.06 \times (0.056 + 0.2 \times 0.063) = 4.19\text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments dus au poids de la dalle :**

$$q_{ser} = 4.85 + 1 = 5.85\text{ KN/m} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 0.0576 \times 5.85 \times 1.5^2 = 0.76\text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.7794 \times 0.76 = 0.59\text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.53 + 0.76 = 5.29\text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.19 + 0.59 = 4.78\text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments corrigé**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times 5.29 = 4.50\text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times 4.78 = 4.06\text{ KN.m} \\ M_a^x = -0.3 \times 5.29 = -1.587\text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes**

Tableau III- 26. Tableau de vérification des contraintes.

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	(MPa)	Obs
x-x	4.5	2.515	3844.81	2.94 < 15	
y-y	4.06	2.515	3844.81	2.65 < 15	
Appui	-1.587	2.515	3844.81	1.03 < 15	

• Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \max\left(\frac{M_{tx}}{20 \times M_{0x}}, \frac{3}{80}\right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Sens X-X :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.1 > 0.042 \\ 0.0015 < 0.005 \end{array} \right.$$

Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.085 < 0.0375 \\ 0.0015 < 0.042 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées dans les deux sens, donc le calcul de la flèche est inutile

Schémas de ferrailage :

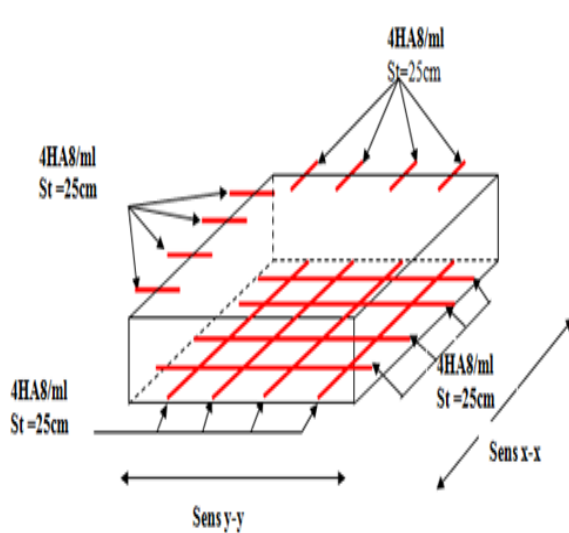


Figure.III. 15. Ferrailage de la dalle au-dessous. Machine.

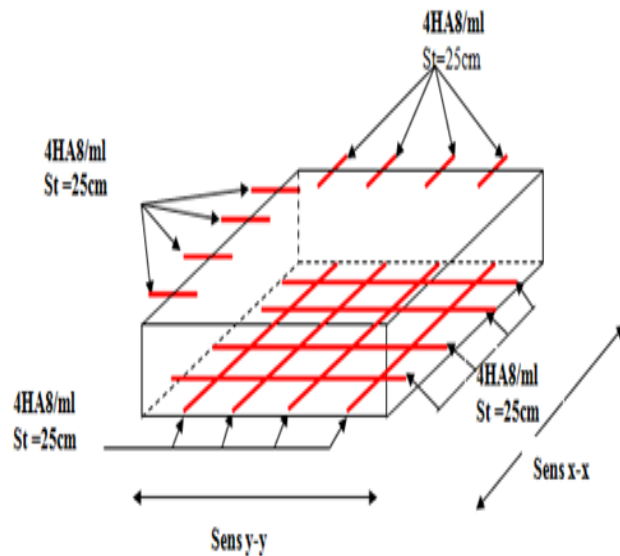


Figure.III. 16. Ferrailage de la dalle des

• **Dimensionnement**

La portée maximale de la poutre de chaînage est :

$$l_{max} = 540 - 40 = 500cm = 5.0 m$$

- Selon la condition de la flèche :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq 50 \Rightarrow 33.33 \leq h \leq 50$$

Soit : h = 45 cm ; b = 40 cm

• **Calcul des sollicitations**

Le chaînage est conçu pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

- Poids propre de chaînage : $G_p = 25 \times 0.45 \times 0.4 = 4.5 KN/m$
- Poids du mur : $G_m = 5.4 \times (2.81 - 0.45) = 12.7 KN/m$

$$D'où : \begin{cases} q_u = 1.35(G_p + G_m) = 23.22 KN/m \\ q_s = (G_p + G_m) = 17.2 \frac{KN}{m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{23.22 \times (5.4)^2}{8} = 84.6 KN.m \\ V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{23.22 \times 5.4}{2} = 62KN \\ M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{17.2 \times (5.4)^2}{8} = 62.69 KN.m \end{cases}$$

• **Correction des moments**

$$ELU : \begin{cases} M_u^t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 84.6 = 71.9KN.m \\ M_u^a = -0.3 \times M_u = -0.3 \times 84.6 = -25.37 KN.m \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_s^t = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 17.2 = 14.62 KN.m \\ M_s^a = -0.3 \times M_s = -0.3 \times 17.2 = -5.16KN.m \end{cases}$$

• **Ferraillage de la poutre de chaînage**

Tableau III- 27. Tableau de ferraillage de la poutre de chaînage.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	$A^{cal} (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	$A^{choisis} (cm^2)$
En travée	71.9	0.068	0.088	0.415	4.98	2.08	5HA12 = 5.65
En appui	-25.37	0.024	0.03	0.42	1.71	2.08	3HA10 = 2.36

- **Vérification à l'ELU :**

- **Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{62 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.43} = 0.36 MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

On fixe $S_t = 15$ cm, puis on calcul A_{trans} :

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.6 \text{ cm}^2 \\ A_{tras} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.9 \times f_e} < 0 \end{cases}$$

Soit un cadre de $\varnothing 8$ + une épingle de $\varnothing 8 \rightarrow A_t = 3\varnothing 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'ELS :**
- Vérification de la contrainte dans le béton :

On a :

$$\begin{cases} M_t^s = 14.62 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -5.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III- 28. Vérification de la contrainte du béton.

Endroit	M^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	14.62	0.219	21.4	14.9	15	<i>vérifiée</i>
En appui	-5.16.	0.21	2.06	10.83	15	<i>vérifiée</i>

Vérification de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ l < 8m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.117 \geq 0.085 \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \\ 0.001 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \\ 5.1m < 8m \dots\dots\dots \textit{vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.7. Schéma de ferrailage

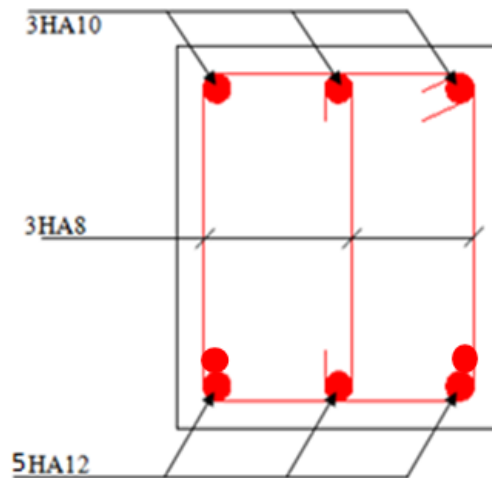


Figure.III. 17. Ferrailage de la poutre de chaînage

III.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

Chapitre IV

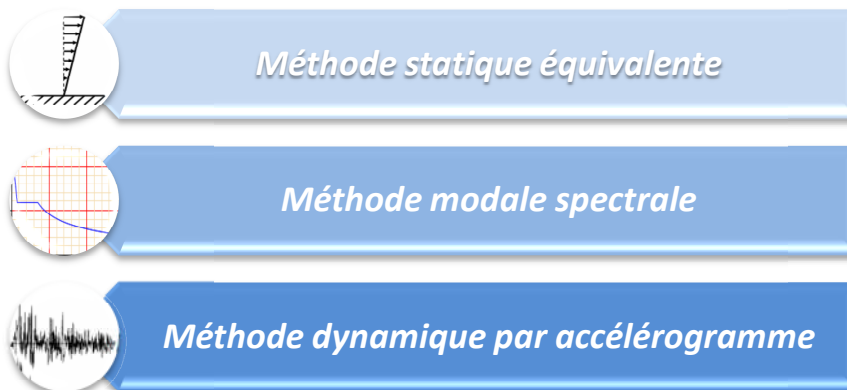
IV.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est l'étude de comportement de la structure causée par des charges dynamiques qui, contrairement à des charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques engendrent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces différentes charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

IV.2. Méthodes utilisées :

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

**IV.3. Choix de la méthode de calcul**

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux méthodes principales :

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

Conditions d'application.....RPA99.Art (4.1.2)

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99.

IV.3.2. Méthode dynamique :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas prise ;

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 m.

Donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

IV.3.2.1 Présentation de la méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, Par 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. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4. Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots (RPA99/2003 Art (4.2.3))$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} A: \text{coefficient d'accélération de la zone ; } \dots \dots \dots (RPA99/2003 \text{ tableau}(4.1)) \\ D: \text{facteur d'amplification dynamique moyen ; } \dots \dots \dots (RPA99/2003 (4.2)) \\ R: \text{coefficient de comportement global de la structure ; } \dots \dots \dots (RPA \text{ tableau}(4.3)) \\ Q: \text{facteur de qualité ; } \dots \dots \dots (RPA(4-4)) \\ W: \text{poids total de la structure } \dots \dots \dots (RPA(4-5)) \end{array} \right.$$

Détermination des paramètres cités au dessus selon notre structure :

- ✓ Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Grouped usage 2} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$$

- ✓ Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

- ✓ Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3.0 s & \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} T \geq 3.0 s & \end{cases}$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \text{ RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte :

- sécurité à satisfaite.

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

D'où $\eta = 0.816$

On a un site ferme $S_2 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases}$ RPA99/2003 (Tableau 4.7)

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

IV.4.1. Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} \text{ RPA99/2003 (Formule 4-6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} \text{ RPA99/2003 (Formule 4-7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/2003 (Tableau 4.6)

$H = 37.74 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 15.85 \text{ m} \\ L_y = 10.25 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0.761; 0.853) = 0.761 \text{ s} \\ T_y = \min(0.761; 1.06) = 0.761 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.329 \\ D_y = 1.329 \end{cases}$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ RPA99/2003 (Formule (4-4))

Avec :

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau. IV. 1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$\text{Donc : } \begin{cases} Q_x = 1.1 \\ Q_y = 1.1 \end{cases}$$

✓ Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ RPA99/2003 (Formule (4-5))}$$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : $\beta = 0.2$ (habitation)

Dans notre cas, on a : $W = 22539.55 \text{ KN}$

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x^{st} = 988.517 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 988.517 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.5. Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \text{ RPA99/2003(4.13)}$$

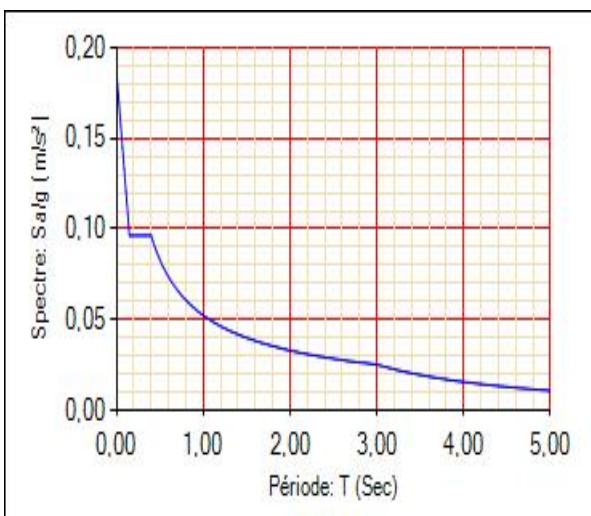


Figure. IV. 1. Spectre de réponse sens X-X.

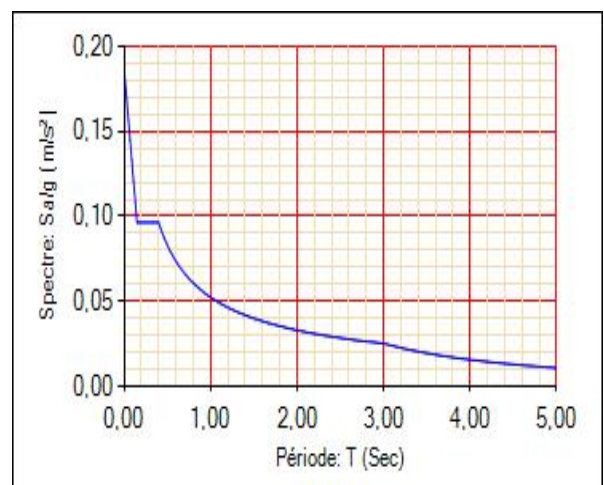


Figure. IV. 2. Spectre de réponse Y-Y.

IV.6. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le **SAP2000version 14**

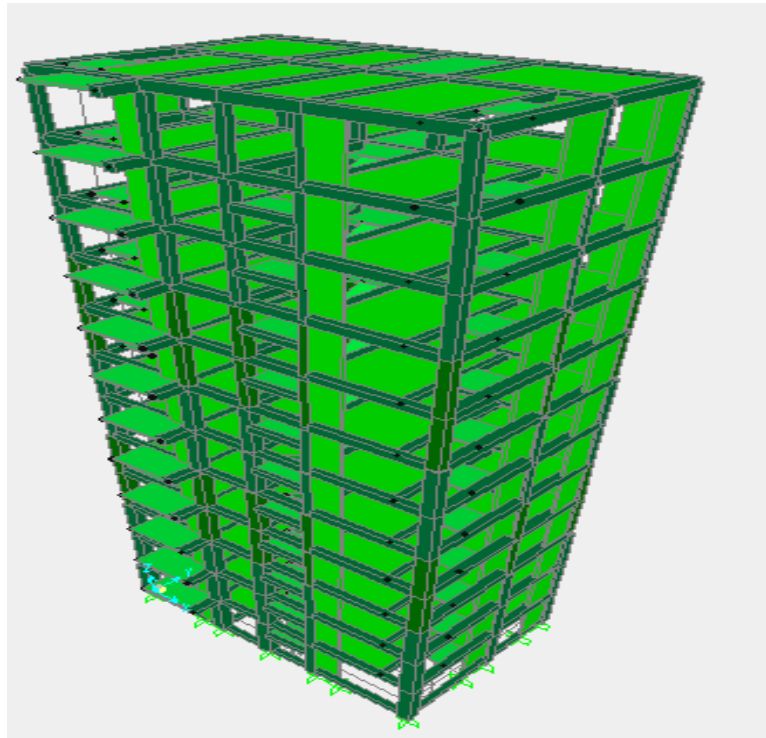


Figure. IV. 3. *Vu en 3D de la structure modélisé avec le logiciel SAP2000 V14.*

IV.6. 1. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des démentions des éléments et des voiles, afin d'aboutir à un meilleur comportement de la construction en satisfaisant ; on a opté pour la disposition Suivante :

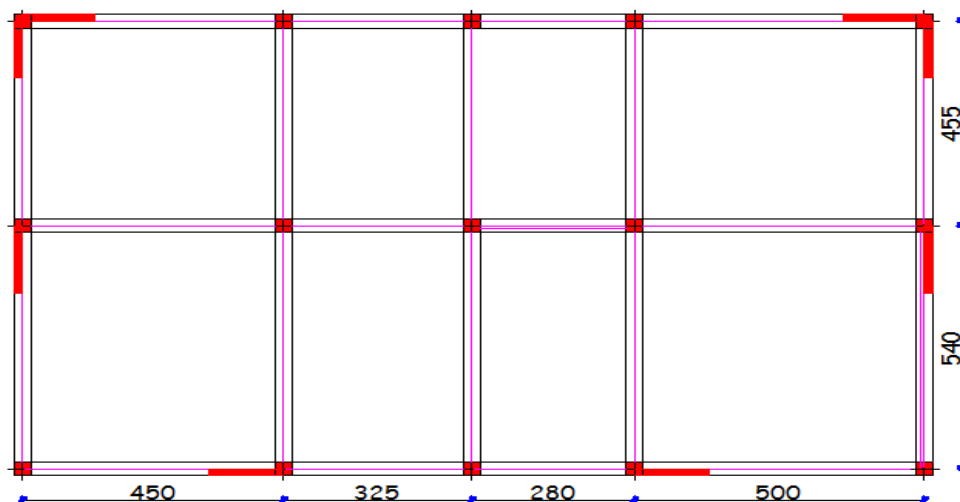


Figure. IV. 4. *Plans de disposition des voiles.*

IV.6.3. Les modes de vibrations :

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.

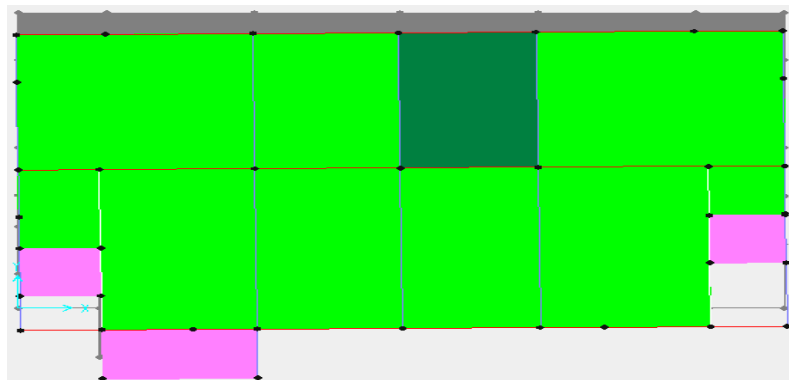


Figure. IV. 5. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

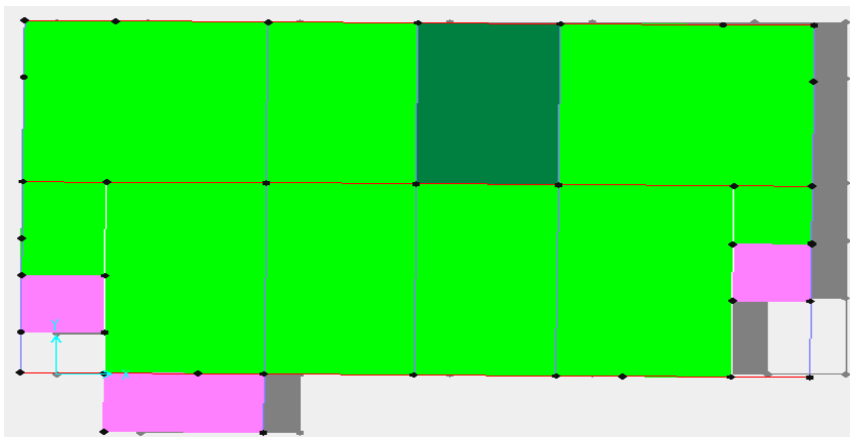


Figure. IV. 6. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

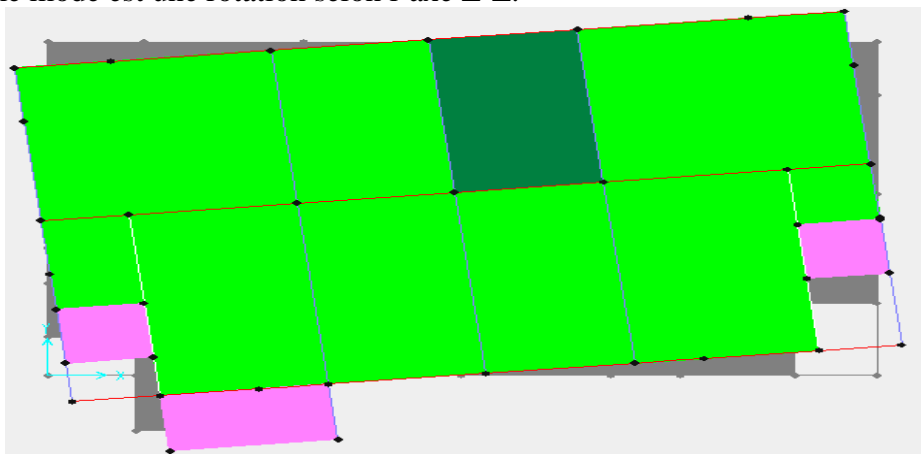


Figure. IV. 7. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

IV.6.2. Mode de vibration et taux de participation des masses :

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. Période et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	Masses cumulées U_x	Masses cumulées U_y
1	0,948678	0,72876	0,00039
2	0,919464	0,72898	0,72599
3	0,703651	0,7339	0,73059
4	0,311143	0,85196	0,73061
5	0,298779	0,85202	0,85504
6	0,223784	0,85382	0,85556
7	0,167207	0,90134	0,85566
8	0,158825	0,90149	0,90391
9	0,115527	0,90292	0,90401
10	0,10657	0,93035	0,90407
11	0,10132	0,93042	0,93151
12	0,096335	0,93043	0,93198

IV.6.2.1. Analyse des résultats :

- D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 7^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 8^{ème} mode.
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel **SAP2000 V14** dans les deux premiers modes sont inférieurs à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Les périodes majorées de 30% $\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.9893 \text{ s} \\ T_y = 0.9893 \text{ s} \end{cases}$

IV.6.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :**IV.6.4.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \text{ RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IV. 3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	V _{statique} (KN)	0.8 V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	Observation
X-X	988.517	790.81	893.206	Vérifiée
Y-Y	988.517	790.81	910.143	Vérifiée

N.B : on remarque que la condition de la résultante des forces sismiques est vérifiée suivant les deux sens.

IV.6.4.2. Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le **RPA** exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (**RPA99/2003 Art 3.4.a**)

IV.6.4.2.1 Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau.IV. 4. Interactions sous charge vertical.

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	voiles
RDC	20886.42	3613.14	85.25	14.75
1	18836.409	4460.3	80.85	19.145
2	17003.227	4129.52	80.46	19.54
3	15938.69	3828.51	80.63	19.367
4	14268.44	3928.51	78.43	21.567
5	13446.35	3584.82	78.95	21.05
6	8809.44	3327.36	72.58	27.415
7	7111.43	2931.26	70.81	29.19
8	5595.58	2134.45	72.38	27.612
9	4047.157	1704.95	70.35	29.64
10	2642.23	1084.84	70.89	29.11
11	1544.68	671.616	69.71	30.00

IV.6.4.2.2 Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.IV. 5. Interaction sous charge horizontal.

niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	portiques %	voiles %	portiques %	voiles %
RDC	554.251	274.426	613.82	282.34	66.88	33.116	68.49	31.5
1	496.711	393.9	429.52	396.52	55.77	44.23	51.99	48
2	549.097	325.126	461.32	316.73	62.81	37.19	59.3	40.7
3	524.92	269.617	438.09	292.8	66.07	33.93	59.94	40.06
4	530.943	269.617	425.16	292.8	66.32	33.67	59.22	40.78
5	461.328	213.359	372.66	248.79	68.37	31.62	59.97	40.04
6	450.56	224.11	378	252.92	66.78	33.21	59.91	40.08
7	363.24	170.53	302.68	191.45	68.05	31.94	61.255	38.74
8	340.1	155.426	285.012	153.85	68.63	31.36	64.94	35.05
9	244.065	140.58	202.36	153.55	63.45	36.55	56.85	43.14
10	206.74	107.4	172.89	89.56	65.81	34.19	65.87	34.125
11	132.147	60	108.75	65.3	68.78	31.22	62.48	37.52

Analyse des résultats : Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal pour tous les étages.

IV.6.4.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que:

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.
Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau.IV. 6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N_d (KN)	ν	observation
RDC	65	65	0.422	2299,396	0,21769	vérifiée
1	60	65	039	2053,487	0.21061	vérifiée
2	60	65	039	2053,487	0.21061	vérifiée
3	55	60	0.33	1575.557	0,19098	vérifiée
4	55	60	0.33	1575.557	0,19098	vérifiée
5	50	55	0.275	1162,722	0.16912	vérifiée
6	50	55	0.275	1162,722	0.16912	Vérifiée
7	45	50	0.225	804,964	0.1431	Vérifiée
8	45	50	0.225	804,964	0.1431	Vérifiée
9	40	45	0.18	479,107	0,106468	Vérifiée
10	40	45	0.18	479,107	0,106468	vérifiée
11	35	40	0.14	183,591	0,052455	vérifiée

Analyse des résultats : On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.6.4.4 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 1.0 % de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{[(RPA99/ version 2003 (Art 5.10))]$$

$$\text{Avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003(Art 4.43)**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau.IV. 7. Vérification des déplacements relatifs.

niveau	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	306	0.07	0.252	0	0.252	0.0823	0.0676	0.338	0	0.338	0.1104
1	306	0.21	0.756	0.252	0.504	0.1647	0.202	1.01	0.338	0.672	0.2196
2	306	0.39	1.358	0.756	0.602	0.1967	0.365	1.825	1.01	0.815	0.2663
3	306	0.57	2.005	1.358	0.647	0.2116	0.541	2.705	1.825	0.88	0.2875
4	306	0.75	2.642	2.0055	0.637	0.2081	0.717	3.585	2.705	0.88	0.2875
5	306	0.93	3.262	2.6425	0.6195	0.2024	0.89	4.45	3.585	0.865	0.2826
6	306	1.09	3.839	3.262	0.5775	0.1887	1.053	5.265	4.45	0.815	0.2663
7	306	1.25	4.375	3.8395	0.5355	0.175	1.205	6.025	5.265	0.76	0.2484
8	306	1.38	4.844	4.375	0.469	0.1532	1.342	6.71	6.025	0.685	0.2238
9	306	1.59	5.579	4.844	0.735	0.2401	1.463	7.315	6.71	0.605	0.1977

10	306	1.67	5.852	5.579	0.273	0.0892	1.566	7.83	7.315	0.515	0.1683
----	-----	------	-------	-------	-------	--------	-------	------	-------	-------	--------

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.6.4.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2° ordre (où 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 :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.IV. 8. Vérification de l'effet P-Δ.

niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	sens x-x			sens y- y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	Θ	Δ_k (cm)	V_k (KN)	Θ
RDC	306	22226.739	0.252	888.67	0,0205975	0.338	886.1	0,01939485
1	306	20219.635	0.504	870.6	0,0382528	0.672	826	0,03763043
2	306	18251.027	0.602	838.2	0,0428365	0.815	778	0,04373629
3	306	16281.16	0.6475	794.5	0,0433620	0.88	730.9	0,04484217
4	306	14696.82	0.637	800.56	0,0382162	0.88	737.9	0,04009453
5	306	12715.937	0.6195	674.68	0,0381566	0.865	621.4	0,04049206
6	306	11004.497	0.5775	674.68	0,0307824	0.815	620.9	0,03304325
7	306	9110.6	0.5355	533.7	0,0298736	0.76	494.1	0,03205696
8	306	70224	0.469	384.65	0,0279815	0.685	438.9	0,0250719
9	306	5240.426	0.735	284.139	0,0442997	0.605	355.9	0,02037842
10	306	3511.025	0.273	172.138	0,0181969	0.515	262.4	0,01576355

Analyse des résultats : les résultats obtenus dans le tableau ci- dessus, les efforts P-Δ peuvent être négligés.

IV.7 Conclusion :

D'après la modalisation avec logiciel de calcul SAP2000 V14, nous a permis de faire une étude tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. Ainsi que la vérification à la foi des conditions de R.PA nous a poussés de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Poutre principale (40×45) cm²; Poutre secondaire (35×40) cm²

Poteaux de R.D.C (65×65) cm²

Poteaux de 1^{ere} et 2^{eme} (60×65) cm²

Poteaux de 3^{me} et étage 4^{eme} (55×60) cm²

Poteaux de 5^{eme} et étage 6^{eme} étage (50×55) cm²

Poteaux de 7^{eme} et 8^{eme} étage (45×50) cm²

Poteaux de 9^{eme} et 10^{eme} étage (40×45) cm²

Poteaux terrasse inaccessible (35×40) cm²

Pour les voiles ; e = 15cm.

qwertyuiopasdfghjklzxcvbn
mqwertyuiopasdfghjklzxcvb
nmqwertyuiopasdfghjklzxcv
bnm zxc
vbnm klzx
cvbnm dfg
hijklz sdf
ghijklz pasd
fghijklzxcvbnmqwertyuiopas
dfghijklzxcvbnmqwertyuiopa
sdfghijklzxcvbnmqwertyuiop
asdfghijklzxcvbnmqwertyuio
pasdfghijklzxcvbnmqwertyui
opasdfghijklzxcvbnmqwertyu
iopasdfghijklzxcvbnmqwerty
uiopasdfghijklzxcvbnmqwert

Chapitre V

V.1 Introduction

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **SAP2000 V14**, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93**, **RPA99/Version 2003** et le **BAEL**.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- ✓ Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- ✓ Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.2 Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000 V14**, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (45 × 45).
- ✓ Poutres secondaires (35 × 40).

V.2.1 Recommandation du RPA99/Version 2003

V.2.1.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1):

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

V.2.1.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2):

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

Avec \emptyset le plus petit diamètre des barres utilisées.

V.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

Tableau.V. 1. Sollicitation et ferrailage des poutres.

Niv	Poutres	Section (cm ²)	Local	Comb	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
RDC	P.S	35x45	Appui	ELA	-86.483	65.37	7.87	5.3	4HA16=8.04
			Travée	ELA	57.54			5.2	4HA16=8.04
	P.P	45x45	Appui	ELA	-105.5	97	10.12	6.7	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	ELA	61.85			6.7	3HA16+3HA14=10.65
Etage courant	P.S	35x45	Appui	ELA	-119.49	98.61	7.87	7.4	4HA16=8.04
			Travée	ELA	93.75			5.8	4HA16=8.04
	P.P	45x45	Appui	ELA	-142.41	109	10.12	8.8	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	ELA	110.85			6.8	3HA16+3HA14=10.65
Terrasse inaccessible	P.S	35x45	Appui	ELA	-70.4	64.58	7.87	5.2	4HA16=8.04
			Travée	ELA	55.26			5.2	4HA16=8.04
	P.P	45x45	Appui	ELU	-90.56	105.99	10.12	6.76	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	ELU	73.7			6.7	3HA16+3HA14=10.65

V.2.3 Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)

V.2.3.1 Pourcentage maximale d’armatures longitudinales dans les sections :

✓ **Poutres secondaires :**

$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$

$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement.}$

✓ **Poutres principales :**

$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$

$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement.}$

V.2.3.2 Pourcentage minimale d’armatures longitudinales dans les sections :

✓ **Poutres secondaires**

$A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 35 \times 45 = 7.875\text{cm}^2$

✓ **Poutres principales**

$A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 0.005 \times 45 \times 45 = 10.125\text{cm}^2$

V.2.3.3 Les longueurs de recouvrement

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement et donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$\emptyset = 16\text{ mm} \Rightarrow L_r = 64\text{ cm}$ on adopte $L_r = 65\text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

V.2.3.4 Les armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

✓ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min(\phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.2, 1.28, 4.5)$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min(\phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.4, 1.28, 3.5) \text{ Donc on prend}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)} \phi 8.$$

• **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**.

✓ **Poutres principales :**

Zone nodale : $S_t \leq (\frac{h}{4}; 12 \phi_l) = \min(11.25; 14.4) \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$

✓ **Poutres secondaires**

Zone nodale : $S_t \leq (\frac{h}{4}; 12 \phi_l) = \min(11.25; 12) \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$

V.2.4 Vérification à l'ELU

Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau.V. 2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	109	0.54	3.33	Vérfiée
Secondaire	98.61	0.67	3.33	Vérfiée

➤ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement**

Pour les appuis de rives: $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{1} \text{BAEL91 (Art IV.1)}$

Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} + \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} \dots \textcircled{2} \text{BAEL91 (Art IV.2)}$

Tableau.V. 3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	$A_l(cm^2)$	$V_u(KN)$	$M_a(KN.m)$	$A_l^{rive}(cm^2)$	$A_l^{inter}(cm^2)$	Observation
Principale	10.3	109	-142.41	3.13	-7.45	Vérifiée
Secondaire	8.04	98.61	-119.49	2.83	-6.04	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Etat limite de compression du béton**

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

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

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

Tableau.V. 4. Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	$M_{ser}(KN.m)$	$I(cm^4)$	$Y(cm)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
Principale	Appui	-87.066	283938.93	13.89	4.26	15	Vérifiée
	Travée	53.89	283938.93	13.89	2.63	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-65.464	223386.92	13.67	4	15	Vérifiée
	Travée	40.4	223386.92	13.67	2.47	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation**

Etat limite de déformation d'après le **BAEL 91** et **CBA 93** la vérification à l'flèche est inutile si :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \textcircled{1} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \textcircled{2} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \textcircled{3} \end{cases}$$

Tableau.V. 5. Vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	$h_t(cm)$	$b(cm)$	$L(m)$	$A_s(cm^2)$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	45	45	5.4	10.3	$0.083 \geq 0.06$	$0.005 \leq 0.01$
Secondaire	45	35	5	8.04	$0.09 \geq 0.06$	$0.005 \leq 0.01$

Tous les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche.

- **Exemple de ferrailage**

Ferrailage des poutres du RDC.

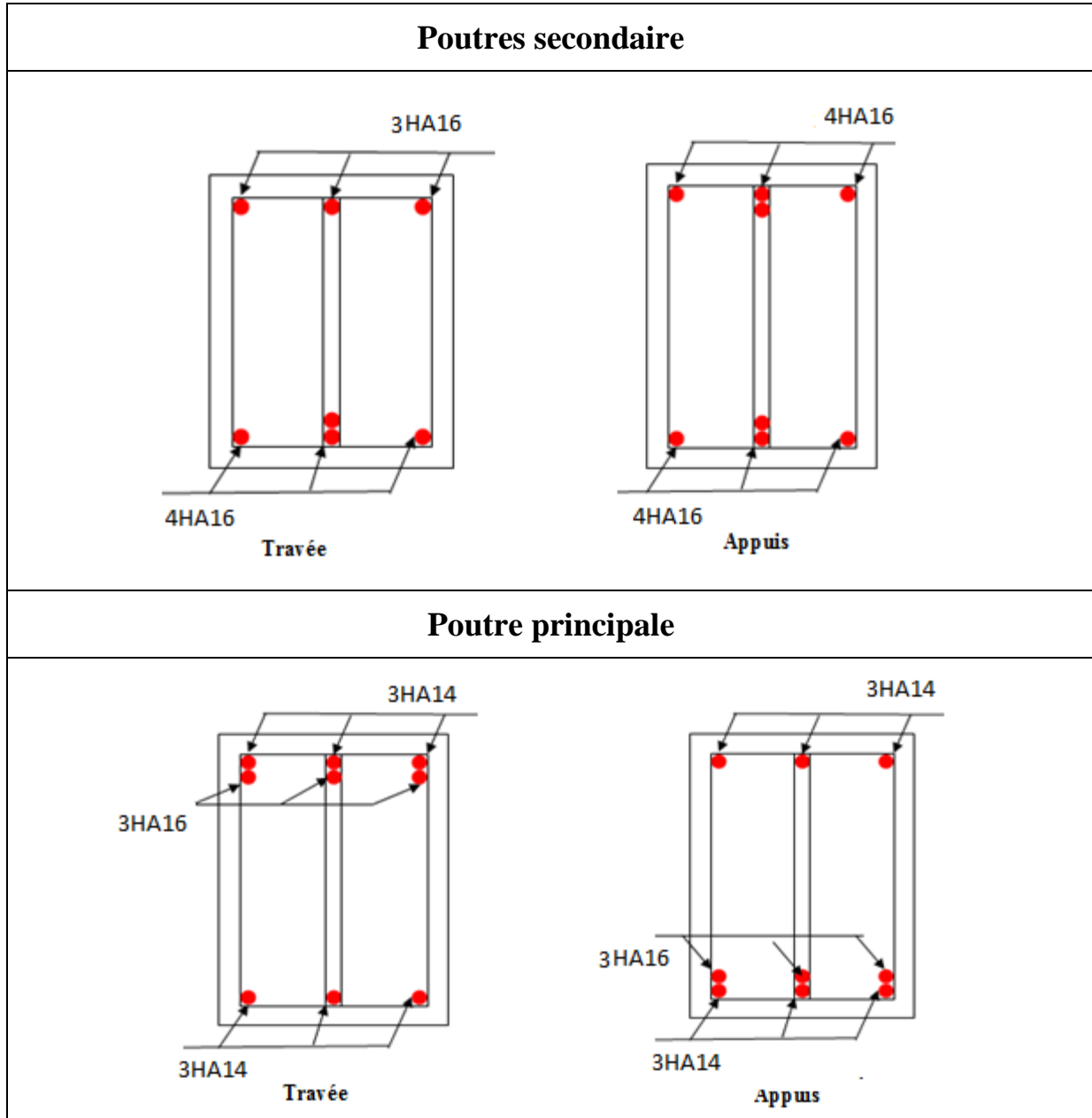


Figure V- 1.*Ferrailage de la poutre RDC.*

V.3 Etude des poteaux

Les poteaux sont sollicités en flexion composée lorsqu'ils sont soumis à :

- ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif) ;
- ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction) ;
- ✓ Un effort tranchant éventuel V .

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_1 \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \rightarrow A_2 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

Recommandation du **RPA99/Version2003** :

Les armatures longitudinales (**Art 7.4.2.1**):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de :
0.8% en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
4% en zone courante
6% en zone de recouvrement
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
40 \emptyset en I et II
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone I et II

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{array} \right.$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

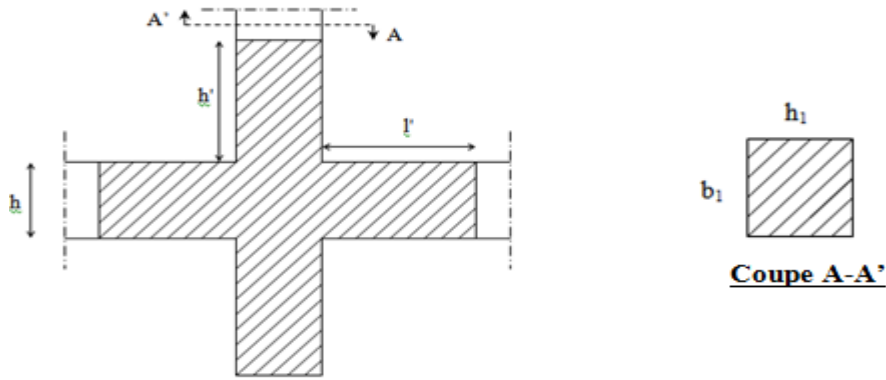


Figure V- 2. Zone nodale.

Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

- ✓ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et II}$$

- ✓ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone I et II}$$

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- ✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$

- ✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_1} \text{ en \% est donnée comme suit:}$$

$$A_t = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

λ_g : l'élançement géométrique.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Remarque :

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimum ;
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.3.1 Calcul de ferrailage

V.3.1.1 Ferrailage longitudinal

Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul en flexion composée ;
- ✓ Fissuration peu nuisible ($e = 3$ cm).

Flexion composé :

On entend par flexion composé tous élément sollicité à la fois par un effort normal et un moment fléchissant (aussi appelé dans la littérature la flexion compression), contrairement à la flexion simple ou en distingue deux parties distinctes une partie comprimée et l'autre tendue, à la flexion composée tous dépend de la position de l'axe neutre on a alors 3 cas : section entièrement tendue (SET), section entièrement comprimée (SEC) et section partiellement comprimée (SPC).

V.3.1.2 Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **SAP2000 V14**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

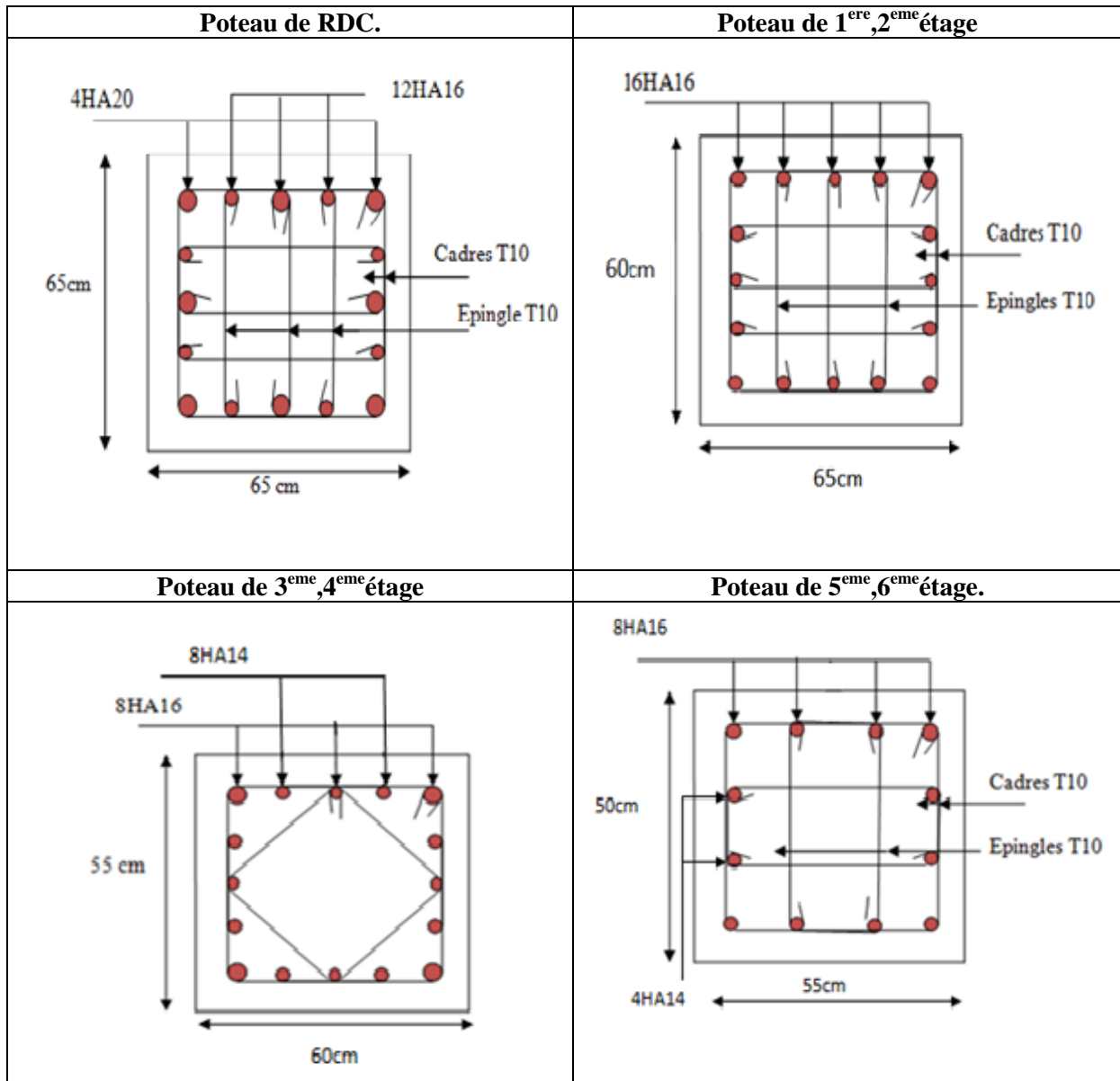
Tableau.V. 6. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	Comb	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres
RDC	65x65	N _{max} →M _{cor}	-2785,1	4,6189	183.26	ELA	SPC	0	33.8	4HA20+ 12HA16 = 36.7
		N _{min} →M _{cor}	66,479	-2,4905		ELU	SPC	0		
		M _{max} →N _{cor}	120.78	-1504,1		ELU	SPC	0		

1,2	60x65	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	2510,3	13,099	80.26	ELA	SPC	0	31.2	16HA16 = 32.17
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-120,79	1,5588		ELU	SPC	20.47		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-1050.4	99.8114		ELA	SPC	20.47		
3,4	55x60	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	1991,2	7,2327	78.487	ELA	SPC	0	26.4	8HA16+8 HA14= 28.14
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-181,14	2,7097		ELU	SET	17.32		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	88,89	-855,36		ELA	SET	17.32		
5,6	50x55	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	1510,4	3,9034	68.212	ELA	SPC	0	22	8HA16+4 HA14= 22.24
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-133,2	1,6161		ELU	SPC	14.44		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	80,6325	-491,37		ELA	SPC	14.44		
7,8	45x50	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	1063,4	1,1325	53.714	ELA	SPC	0	18	
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-78,80	0,8495		ELU	SPC	11.81		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	65,91	-310,88		ELU	SPC	11.81		12HA14= 18.47
9,10	40x45	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	643,311	-0,6218	44.9	ELA	SPC	9.45	14.4	4HA14+8 HA12= 15.21
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	2,424	20,6468		ELU	SET	0		

		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	47,0541	- 225,987		ELA	SPC	9.45		
11	35 × 40	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	243,109	-0,4369	29.98	ELU	SPC	7.35	11.2	12HA12= 12
		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	13,698	29,0069		ELA	SPC	0		
		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	53,8803	-73,756		ELU	SPC	7.35		

Schéma de ferrailage :



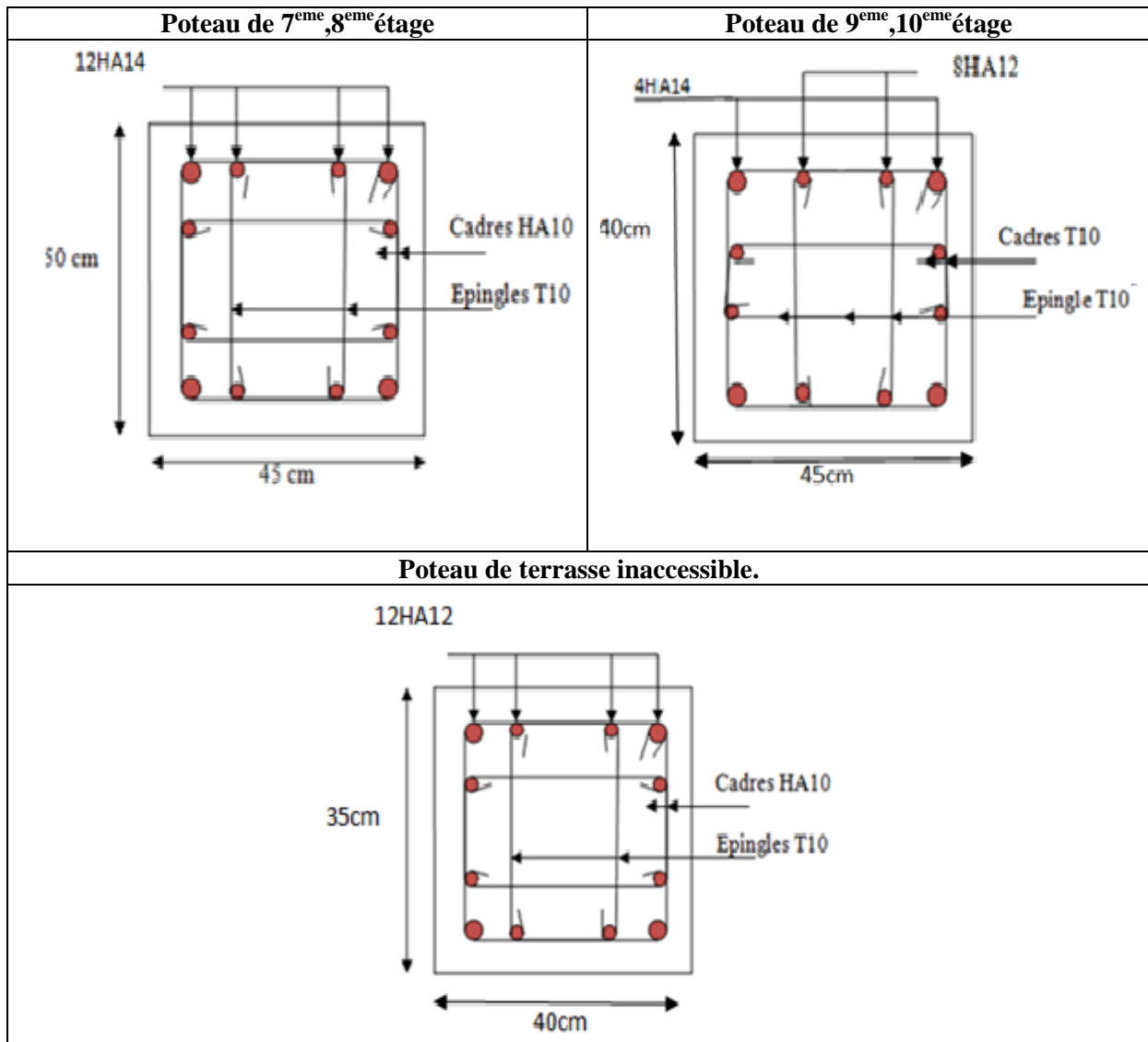


Figure.V. 3.Ferrailage des poteaux.

V.3.1.3 Exemple de calcul :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau de RDC (65×65) cm² comme exemple de calcul et les autres sont résumés dans le **tableau V-6** précédant :

Données :

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

Soit : $N_{max} = 2785.1$ KN ; $M_{corres} = 4.4189$ KN.m

$b = 65$ cm ; $h = 65$ cm ; $d = 63$ cm ;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0016 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.275 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')bhf_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 4.4189 \times 10^{-3} + 2785.1 \times 10^{-3} \left(0.63 - \frac{0.65}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.77 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 2785.1 \times 10^{-3}(0.60 - 0.05) - 0.77 = 0.76 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')bhf_{bu} = (0.337 \times 0.65 - 0.77 \times 0.02) \times (0.65)^2 \times 14.2 = 1.22 \text{ MN.m}$$

Donc :

$1.22 < 1.945 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.77}{0.65 \times (0.63)^2 \times 14.2} = 0.21 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.298 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.555 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = 34.69 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -34.93 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend $A = 0$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 120.78 \text{ KN.m}, N = 1504.1 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.08 \text{ m} < (h/2) = 0.325 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 120.78 + 1504.1 \times (0.63 - 0.65/2) = 579.5 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.02) \times 0.65 \times 0.65 \times 14.2 = 1.217 > [1504.1 \times (0.65 - 0.02) - 534.4] \times 10^{-3} = 0.947$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 579.5 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.158 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.216 \rightarrow z = 0.57 \rightarrow A_1 = 25.4 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -12.6 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend $A = 0$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = 66.479 \text{ KN} \rightarrow M = 2.49 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.037 \text{ m} < (h/2) = 0.325 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 2.49 \times 10^{-3} + 66.479 \times 10^{-3} (0.60 - 0.65/2) = 0.021 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.02) \times 0.65 \times 0.65 \times 14.2 = 1.07 > [66.479 \times (0.60 - 0.02) - 2.49] \times 10^{-3} = 0.034$$

$$M_{UA} = 0.021 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0057 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.008 \rightarrow z = 0.598 \text{ m} \rightarrow A_1 = 0.87 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -0.66 \text{ cm}^2$$

V.3.1.4 Vérification du ferrailage transversal :

V.3.1.4.1 Armatures transversales

➤ **Exemple de calcul** Soit : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.65 \times 2.81}{0.65} = 2.81 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$D' \text{ où : } A_t = \frac{3.75 \times 183.26 \times 10^{-3} \times 16}{65 \times 400} \times 10^4 = 4.23 \text{ cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min} (12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ **La quantité d'armature minimale**

On a $3 < \lambda g < 5$, d'où :

- Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (14 \times 65) = 4.87 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0.5\% (t \times b) = 0.5\% (20 \times 60) = 6 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 6 cadre **HA10=6,28 cm²**

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

Tableau.V. 7. Vérification du ferrailage transversal.

Niveau	RDC	0	Etages 3-4	Etage 5-6	Etage 7-8	Etage 9-10
Section (cm ²)	65×65	60×65	55×60	45×50	40×45	35×40
	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.2
l _f (cm)	196.7	196.7	196.7	196.7	196.7	196.7
λ _g	3.03	3.03	3.28	3.58	4.37	4.92
V (KN)	183.26	80.26	78.487	68.212	53.714	44.9
t _{z,nodale} (cm)	10	10	10	10	10	10

$t_{z,recouv}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
P	2785.082	2510.355	1991.192	1101.95	1063.329	663.311
	3.96	1.74	1.84	1,74	1.8	1.8
	3.25	3.25	2.75	2.5	2.25	2
	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA8=3.02	6HA8=3.02	6HA8=3.02	6HA8=3.02

V.3.1.5 Vérifications nécessaires

V.3.1.5.1 Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini N_t comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

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

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

l_f : longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau.V. 8. Vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	h (m)	b (m)	l_f (m)	Λ	A	A_s (cm ²)	B_r (m)	N_d (KN)	N_{max} (KN)	Observation
RDC	0,65	0,65	1.967	9.722	0.83	36.7	0.3969	7544.35	2785.1	Vérifiée
1-2	0,65	0,60	1.967	11.34	0.832	32.17	0.3564	7102.45	2510.3	Vérifiée
3-4	0,60	0,55	1.967	12.37	0.83	22.4	0.307	2960.02	1991.2	Vérifiée
5-6	0,55	0,50	1.967	13.61	0.82	18.47	0.2544	4868.18	1510.4	Vérifiée
7-8	0.50	0.45	1.967	15.12	0.82	15.21	0.2064	4014.43	1063.4	Vérifiée
9-10	0.45	0.40	1.967	17.01	0.81	12	0.1634	3193.5	643.311	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

V.3.1.5.2 Vérification des contraintes

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

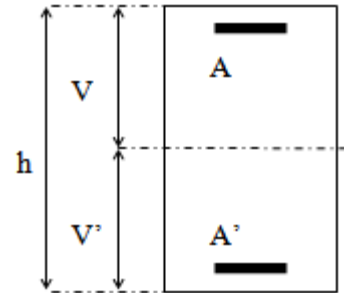
Nous avons deux cas, pour le RDC, les étages courants du 1-9, nous avons des S.E.C et pour l'étage 10 nous avons une S.P.C.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ca sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases}$$



Tel que :

$S = b \times h + 15(A + A')$: Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$

Figure.V. 4.Section d'un poteau.

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau.V. 9. Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	RDC	1,2	3- 4	5-6	7-8	9-10
Sections (cm ²)	65×65	60×65	55×60	50×55	45×50	40×45
d (cm)	63	63	58	53	48	43
d' (cm)	2	2	2	2	2	2
A (cm ²)	36.7	32.17	26.4	22	18.47	15.21
A' (cm ²)	36.7	32.17	26.4	22	18.47	15.21
N _{ser} (KN)	2031.733	1831.304	1452.58	1101.959	776.014	469.924
M _{ser} (KN.m)	28.42	39.27	44.28	47.6159	49.5679	48.5689
Type de section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
V (cm)	32.5	32.5	30	27.5	25	22.5
V' (cm)	32.5	32.5	30	27.5	25	22.5
M _G ^{ser} (KN.m)	28.42	39.207	44.28	47.6159	49.5679	48.5689
I _{yy'} (cm ⁴)	2446798	2270909.27	1610928	1122394.16	761868.9	495510
S (cm ²)	5326	4865.1	4092	2794	2804.1	2256.3
σ _{bc1} (MPa)	4.19	4.32	4.36	5.11	4.39	4.28
σ _{bc2} (MPa)	3.82	3.76	2.72	2.77	1.14	-0.11
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.3.1.5.3 Vérification des contraintes de cisaillements

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V. 10. Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveaux	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
RDC	65×65	4.32	0,040	58.5	183.26	0,482	1	Vérifiée
1,2	60×65	4.32	0,040	54	80.26	0,275	1	Vérifiée
3,4	55×60	4.68	0,040	49.5	78.487	0,319	1	Vérifiée
5,6	50×55	5.11	0,075	45	68.212	0,303	1.875	Vérifiée
7,8	40×45	6.24	0,075	36	53.71	0,407	1.875	Vérifiée
9,10	35×40	7.03	0.075	31.5	44.9	0.441	1.875	Vérifiée

V.3.1.5.4 Vérification de la zone nodale :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

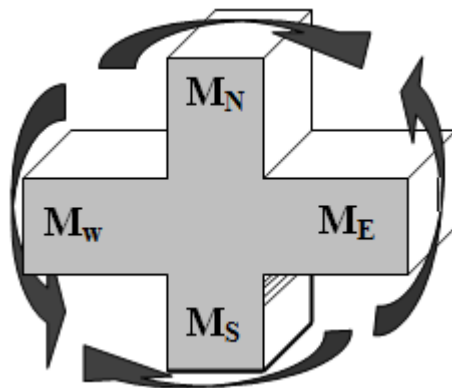


Figure.V. 5. Répartition des moments dans la zone nodale.

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton ;
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

Tableau.V. 11. *Moment résistant des poteaux.*

Niveaux	Poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
RDC	0.65	0.585	36.7	348	747.14
Etages 1-2	60	0.54	32.17	348	604.5
Etages 3-4	55	0.495	26.4	348	454.8
Etage 5-6	50	0.45	22	348	344.5
Etages 7-8	45	0.40	18.47	348	257
Etages 9-10	40	0.36	15.21	348	190.5

Tableau.V. 12. *Moment résistant dans les poutres.*

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	As (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
RDC	P.P	0,45	0,405	5.3	348	74.7
	P.S	0,45	0,405	5.2	348	73.2
Etages courants	P.P	0,45	0,405	6.7	348	94.4
	P.S	0,45	0,405	6.7	348	94.4
Terrasse inaccessible	PP	0,45	0,405	7.4	348	104.3
	PS	0,45	0,405	5.8	348	81.7

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivant :

Tableau.V. 13. Vérification des zones nodales poutres principales.

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
RDC	747.14	747.14	1494.28	74.7	74.7	186.75	Vérifiée
1	604.5	604.5	1209	94.4	94.4	236	Vérifiée
2	604.5	604.5	1209	94.4	94.4	236	Vérifiée
3	454.8	454.8	909.6	94.4	94.4	236	Vérifiée
4	454.8	454.8	909.6	94.4	94.4	236	Vérifiée
5	344.5	344.5	689	94.4	94.4	236	Vérifiée
6	344.5	344.5	689	94.4	94.4	236	Vérifiée
7	257	257	514	94.4	94.4	236	Vérifiée
8	257	257	514	94.4	94.4	236	Vérifiée
9	190.5	190.5	381	94.4	94.4	236	Vérifiée
10	190.5	190.5	381	94.4	94.4	236	Vérifiée

V.4 Étude des voiles

V.4.1. Introduction

Le RPA99 version 2003 (**Art.3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G + 1.5Q$
- 2). $G + Q \pm E$
- 3). $0,8G \pm E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\begin{cases} M^{max} \rightarrow N_{corresp} \\ N^{max} \rightarrow M_{corresp} \\ N^{min} \rightarrow M_{corresp} \end{cases}$$

V.4.2. Recommandation du RPA99 version 2003

V.4.2.1 Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

- ✓ À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V.4.2.2 Armatures Horizontal

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

V.4.2.3 Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

V.4.2.4 Règles communes [RBA99 ver 2003 ART.7.7.4.3]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carr
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts détraction dus aux moments de renversement.

V.4.3 Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000 V15, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V. 14. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3//}$ à Y-Y'

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N(KN)	N(KN)	M(KN. m)	
RDC	1709.021	-379.615	1272.38	191.85	76.812	1129.474	93.088

V.4.3.1 Ferrailages

Le calcul de ferrailage se fera sous N_{min} et M_{cor} , à la flexion composée pour une section ($e \times l$).

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.

Données :

$$N_{min} = 76.812 \text{ KN} ; M_{cor} = 1129.474 \text{ KN.m.}$$

$$l = 1.6 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m} ; d = 1.4 \text{ m} ; d' = 0.02 \text{ m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1129.474}{76.812} = 14.7 \text{ m} > \frac{l}{2} = \frac{1.6}{2} = 0.8 \text{ m} \Rightarrow N \text{ effort de compression et c le centre de pression est à l'extérieur de la section.}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1129.474 + 76.812 \times \left(1.58 - \frac{1.6}{2} \right) = 1189.4 \text{ KN.m} = 1.1894 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.1894}{0.15 \times (1.58)^2 \times 14.2} = 0.22$$

$$\mu_{bu} = 0,22 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.32$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.58(1 - 0.4 \times 0.32) = 1.38 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.1894}{1.38 \times 400} = 21.58 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 21.58 \times 10^{-4} - \frac{76.812 \times 10^{-3}}{400} = 19.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 19.6 \text{ cm}^2$$

V.4.3.2 Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

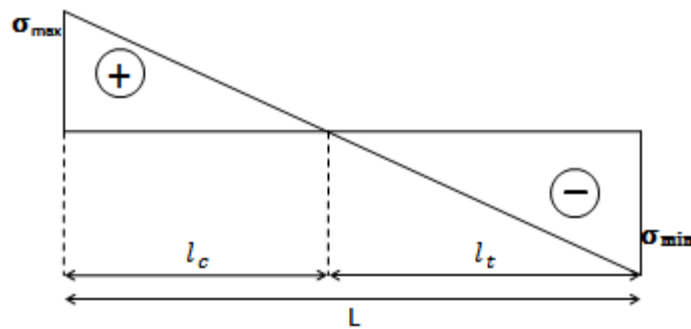


Figure.V. 6.Schémas des contraintes.

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC; \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET; \\ \sigma_{max} > 0, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC. \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{76.812 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.15} + \frac{1129.474 \times 10^{-3}}{0.0512} \times 0.8 = 17.96 MPa \\ \sigma_2 = \frac{76.812 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.15} - \frac{1129.474 \times 10^{-3}}{0.0512} \times 0.8 = -17.328 MPa \end{cases}$$

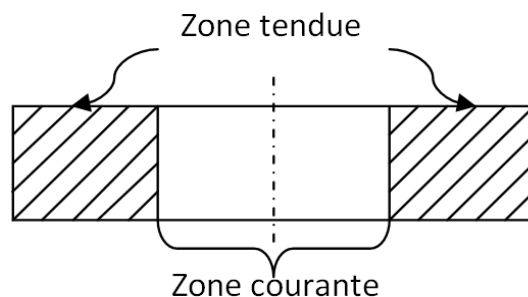


Figure.V. 7.Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{17.328 \times 1.6}{17.96 + 17.328} = 0.785 \text{ m} \\ l_c = 1.6 - 2 \times 0.785 = 0.0286 \text{ m} \end{cases}$$

V.4.3.2.1 Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(20 \times 78.5) = 3.14 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(20 \times 2.86) = 0.057 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

V.4.3.2.2 Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(20 \times 160) = 4.8 \text{ cm}^2$

V.4.3.2.3 Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

V.4.3.2.4 Armatures horizontales**V.4.4 Rôle des armatures verticales :**

- ✓ Reprendre l'effort tranchant ;
- ✓ Empêcher le flambement.

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 93.088 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.58} = 0.412 \text{ MPa}$$

➤ **Espacement des barres horizontales**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{0.412 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 3.86 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.386 \text{ cm}^2$$

Tableau.V. 15. Ferrailage de voile Vx1.

Voile Vx1							
Section	RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5-6	Etage 7-8	Etage 9-10	Etage 11
l(m)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	683,5	678,16	269,09	435,27	380,25	197,835	197,835
M(KN.m)	268,61	6,87	4,19	20,496	27,08	48,6	48,6
d (m)	1,7-8	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78
V(KN)	96,57	85,619	13,07	56,095	62,43	32,84	32,84
τ (MPa)	0,51	0,45	0,07	0,29	0,33	0,17	0,17
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5

$A^{cal}(cm^2)$	0	0	0	0	0	0	0
$A^{min}(cm^2)$	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05
$I(m^4)$	0,0729	0,0729	0,0729	0,0729	0,0729	0,0729	0,0729
$v(m)$	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
$\sigma_1(MPa)$	5,85	2,6	1,05	1,87	1,74	1,33	1,33
$\sigma_2(MPa)$	-0,78	2,43	0,94	1,36	1,07	0,13	0,13
$l_t(m)$	0,21	0,87	0,85	0	0	0,16	0,16
$l_c(m)$	1,38	0,06	0,10	1,80	1,80	1,48	1,48
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	0,64	2,61	2,55	0,00	0,00	0,48	0,48
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	2,06	0,09	0,15	2,70	2,70	2,22	2,22
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA10+ 8HA8	4HA10+ 8HA8	4HA10+ 8HA8	4HA10+ 8HA8	4HA10+ 8HA8	4HA10+ 8HA8	4HA10+ 8HA8
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	0,475	0,421	0,064	0,276	0,307	0,161	0,161
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

Tableau.V. 16. Ferrailage de voile Vx2.

Voile Vx2							
Section	RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5-6	Etage 7-8	Etage 9-10	Etage 11
$l(m)$	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
$e(m)$	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
$N(KN)$	878,32	67,613	728,632	613,54	463,698	40,277	40,01
$M(KN.m)$	203,895	67,61	7,418	5,31	4,13	70,988	69,2
$d(m)$	1,28	1,28	1,28	1,28	1,28	1,28	1,28
$V(KN)$	73,19	54,74	39,45	30,17	22,78	1,11	1,11
$\tau(MPa)$	0,53	0,40	0,29	0,22	0,17	0,01	0,01
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	21,54	0,57	0	0	0	0	0
$A^{min}(cm^2)$	2,925	2,925	2,925	2,925	2,925	2,925	2,925
$I(m^4)$	0,0166375	0,0166375	0,0166375	0,0166375	0,0166375	0,0166375	0,0166375
$v(m)$	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
$\sigma_1(MPa)$	12,47	2,99	4,03	3,35	2,54	2,98	2,98
$\sigma_2(MPa)$	-3,46	-2,29	3,45	2,94	2,22	-2,57	-2,57
$l_t(m)$	0,28	0	0	0,61	0,61	0,6	0,6
$l_c(m)$	0,74	1,3	1,3	0,08	0,08	0,1	0,1
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	0,84	0	0	1,83	1,83	1,8	1,8
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	1,11	1,95	1,95	0,12	0,12	0,15	0,15
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8

S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0,50	0,37	0,27	0,21	0,16	0,01	0,01
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau.V. 17. Ferrailage du voile Vy1.

Voile Vy1							
Section	RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5-6	Etage 7-8	Etage 9-10	Etage 11
l(m)	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	423,061	659,42	455,7	358,66	310,88	147,88	147,88
M(KN.m)	167,17	88,17	23,11	33,32	36,98	36,62	36,62
d (m)	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58
V(KN)	107,85	73,78	53,46	38,72	37,09	3,14	3,14
τ (MPa)	0,64	0,44	0,32	0,23	0,22	0,02	0,02
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	0	0	4,4	1,55	0,2	0	0
A^{min} (cm ²)	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
I (m ⁴)	0,0512	0,0512	0,0512	0,0512	0,0512	0,0512	0,0512
v (m)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
σ_1 (MPa)	4,37	4,13	2,26	2,02	1,87	1,19	1,19
σ_2 (MPa)	-0,85	1,37	1,54	0,97	0,72	0,04	0,04
l_t (m)	0,26	0,17	0,3	0,3	0,44	0,06	0,06
l_c (m)	0,95	1,14	0,92	0,92	0,72	1,48	1,48
A_{tendu}^{min} (cm ²)	0,78	0,51	0,9	0,9	1,32	0,18	0,18
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	1,425	1,71	1,38	1,38	1,08	2,22	2,22
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	1,6
$A_{v/face}^{adopté}$	11HA8	11HA8	11HA8	11HA8	11HA8	11HA8	11HA8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0,60	0,41	0,30	0,21	0,21	0,02	0,02
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau.V. 18. Ferrailage du voile Vy8.

Voile Vy1							
Section	RDC	Etage 1-2	Etage 3-4	Etage 5-6	Etage 7-8	Etage 9-10	Etage 11
l(m)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
e(m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
N(KN)	170,839	825,279	781,1	103,73	428,024	142,834	251,21

M(KN.m)	312,34	4,488	3,272	720,81	0,796	22.82	8,2
d (m)	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1.45	1,45
V(KN)	88,766	66,617	57,55	35,76	26,92	2.539	2,59
τ (MPa)	0,57	0,43	0,37	0,23	0,17	0.02	0,02
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	5,16	0	0	0,847	0	0	0
$A^{min}(cm^2)$	3,375	3,375	3,375	3,375	3,375	3.375	3,375
$I(m^4)$	0,0421875	0,0421875	0,0421875	0,0421875	0,0421875	0.0421875	0,0421875
$v(m)$	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0.75	0,75
σ_1 (MPa)	6,31	3,75	3,53	13,28	1,92	1.04	1,26
σ_2 (MPa)	-4,79	3,59	3,41	-12,35	1,89	0.23	0,97
l_t (m)	0,65	0,73	0,00	0,00	0,74	0.27	0,65
l_c (m)	0,2	0,04	1,5	1,5	0,02	0.96	0,2
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	1,95	2,19	0	0	2,22	0.81	1,95
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0,3	0,06	2,25	2,25	0,03	1.44	0,3
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0.2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	6HA10+ 4HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10.HA8	10HA8
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0.2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	0,536	0,402	0,347	0,216	0,162	0.015	0,016
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0.45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8

• Exemple de ferrailage

Exemple de ferrailage du voile V_{x1}

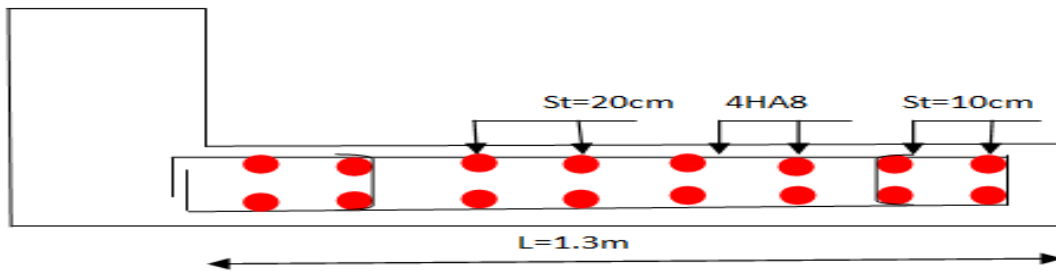


Figure.V. 8. Ferrailage du voile V_{x1} au niveau du RD.

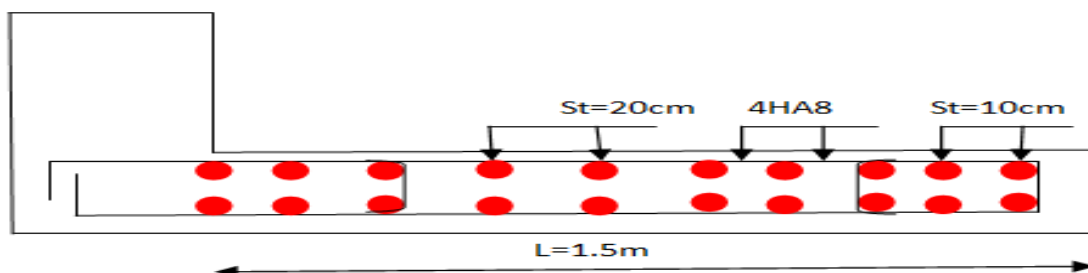


Figure.V. 9. Ferrailage du voile V_{y1} au niveau du RDC.

V. 5 Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V14. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V14.

- Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

qwertyuiopasdfghjklzxcvbn
mqwertyuiopasdfghjklzxcvb
nmqwertyuiopasdfghjklzxcv
bnm zxc
vbnm klzx
cvbnm dfg
hijklz sdf
ghijklz pasd
fghijklzxcvbnmqwertyuiopas
dfghijklzxcvbnmqwertyuiopa
sdfghijklzxcvbnmqwertyuiop
asdfghijklzxcvbnmqwertyuio
pasdfghijklzxcvbnmqwertyui
opasdfghijklzxcvbnmqwertyu
iopasdfghijklzxcvbnmqwerty
uiopasdfghijklzxcvbnmqwert

Chapitre VI

VI.1 Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.1.1 Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes:

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

VI.1.2 Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechnique des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bar pour une profondeur d'ancrage de 6 m.

VI.1.2 Choix du type de fondation

VI.1.2.1 Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V14.

$$N = 2067.96KN$$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 1,2 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b}B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,65}{0,65} \times \frac{2067,96}{200}} \Rightarrow B \geq 3,21$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.8m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.1.2.2 Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

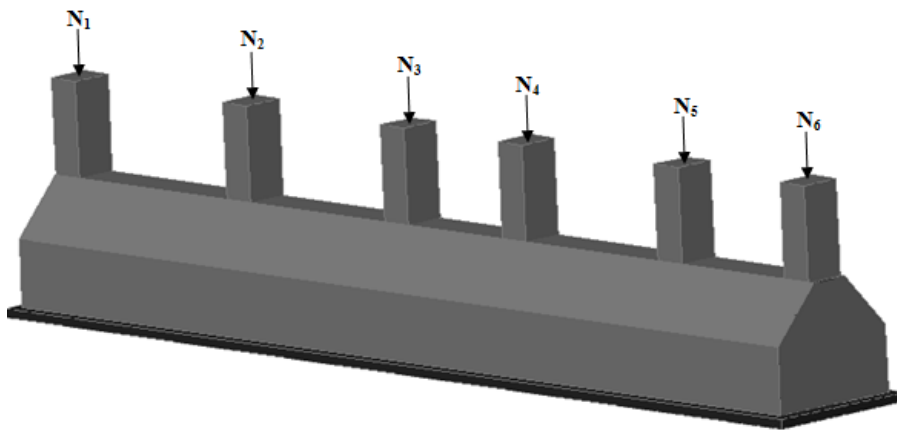


Figure.VI. 1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1583,99 \text{ KN} ; N_4 = 2054,96 \text{ KN}$$

$$N_2 = 2067,69 \text{ KN} ; N_5 = 1897,09 \text{ KN}$$

$$N_3 = 1998,96 \text{ KN} ;$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 9602,69 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{9602,69}{200 \times 15,55} = 3,08 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2.8m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.2. Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure;
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

VI.2.1 Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 5.00m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

➤ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol (pour un sol moyen $K = 4 \times 10^7 \text{ KN/m}^3$).

On a :

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 \text{ très bon sol} \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$, inertie de la semelle ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5^4 \times 4 \cdot 10^4}{\pi^4 3,216 \cdot 10^7}} = 73 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } h_t \geq 73 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 75 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0,75^3 \times 3,216 \cdot 10^7}{3 \times 4 \times 10^4}} = 3,26 \text{ m}$$

$$L_{max} = 5 \leq \frac{\pi}{2} 3,26 = 5,12 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

VI.2.2 Calcul de la surface du radier

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{24824}{200} = 124.12 \text{ m}^2$$

$$\text{On prend : } S_{radier} = S_{batiment} = 162.46$$

Les dimensions du radier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur de la nervure } h_t = 75 \text{ cm} \\ \text{hauteur de la table du radier } h_r = 25 \text{ cm} \\ \text{enrobage } d' = 5 \\ \text{la surface du radier } S_{rad} = 162.46 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

VI.2.3 Vérification des contraintes dans le sol .

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

En utilisant, le programme « **GEOSEC** », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} I_x = 1422.39 \text{ m}^4 \text{ et } X_G = 7.925 \text{ m} \\ I_y = 3401.18 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 5.125 \text{ m} \end{cases}$$

Les efforts transmis au sol sont déterminés par ces deux méthodes :

❖ **Sens X-X**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{24.824}{162.46} + \frac{121.845}{1422.39} \times 5.125 = 0.59 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{24.824}{162.46} - \frac{121.845}{1422.39} \times 5.125 = -0.28 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Ce qui donne: $\sigma_{moy} = \frac{0.59 \times 3 + (-0.28)}{4} = 0,37 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$

La contrainte n'est pas vérifiée selon le sens X-X.

Sens Y-Y

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{24.824}{162.46} + \frac{121.845}{3401.18} \times 7.925 = 0,436 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{24.824}{162.46} - \frac{121.845}{3401.18} \times 7.925 = -0.13 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.436 + (-0.13)}{4} = 0,29 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

La contrainte n'est pas vérifiée selon le sens Y-Y.

Remarque

Les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées dans les deux sens, et pour remédier ce problème, on se sert d'un radier avec débord. La nouvelle surface du radier est :

$$S = (15.85+4) \times (10.25+3.6)$$

$$S = 275.3 \text{ m}^2; I_x = 4413.75 \text{ m}^4; X_G = 9.925 \text{ m}; I_y = 9040.12; Y_G = 6.935 \text{ m}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le sol avec la nouvelle surface du radier**

➤ **Sens X-X**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{24.824}{275.3} + \frac{121.845}{4413.75} \times 6.935 = 0.19 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{24.824}{275.3} - \frac{121.845}{4413.75} \times 6.935 = -0.1 \end{cases}$$

Ce qui donne: $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.19 - 0.1}{4} = 0,117 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$

La contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

➤ Sens Y-Y

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{24.824}{275.3} + \frac{121.845}{9040.17} \times 9.73 = 0,22 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yG}} = \frac{24.824}{275.3} - \frac{121.845}{9040.17} \times 9.73 = 0,04 \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,22 + 0,04}{4} = 0,155 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

➤ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u}$$

N_d : Effort normal de calcul résultant de la combinaison la plus défavorable.

$$N_d = 24824 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{24824 \times 5}{2 \times 275.3} = 225.41 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{225.41 \times 10^{-3}}{1 \times 2,5} = 0,09 \text{ m}, \text{ Soit } d = 10 \text{ cm}$$

➤ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

❖ Sous le poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau (65×65) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 0,75 = 1,40 \\ B = b + h_t = 0,65 + 0,75 = 1,4 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.6 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N_d = 2.785 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5.6 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5} = 3.16 \text{ MN} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **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 :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 14.82 \text{KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 275.319 \text{ m}^2$ (surface du radier).
- $H = 3.06 \text{ m}$, (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

$$N = 24824.5 \text{KN} > 1,15 \times 3.06 \times 275.319 \times 14.82 = 14358.32 \text{KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

VI.2.3.1 Ferrailage du radier général

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ **Calcul des sollicitations**

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

$$P_{rad} = h_r \times \gamma_b \times S_{rad} = 0.25 \times 25 \times 275.319 = 1720.74 \text{ KN}$$

$$N_{rad} = 1720.74 \text{KN}$$

$$N_{ner} = 555.75 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u,cal} + N_{rad} + N_{ner} = 24824.5 + 1.35(1720.74 + 555.75) = 27897.76 \text{KN}$$

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.25 = 6.25 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\bullet \quad q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{27897.76}{275.3} + 1.35 * 6.25 = 109.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\bullet \quad q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{2789.76}{275.3} + 6.25 = 16.38 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,97 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 5 - 0,65 = 4.35 \text{ m} ; L_y = 5.4 - 0,65 = 4.75 \text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,91 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\mu_x = 0,0419$$

$$\mu_y = 0,8661$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0419 \times 109,8 \times 4,35^2 \\ M_{0y} = 0,8661 \times 87,07 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 87,07 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 75,41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul des moments corrigés**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 74 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 64,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -43,53 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b×h)= (1×0,3) m²

Tableau.VI. 1. Section d'armateur du radier.

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St(cm)
Travée	X-X	87.07	9.32	2.472	6HA14	17
	Y-Y	75.41	8.02	2.4	6HA14	17
Appui		-43.53	4.56	2.472	5HA14	20

❖ **Condition de non fragilité**

On a e =25 cm > 12 cm et ρ=0,94 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,94}{2} \right) \times 0,3 = 2,472 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} \text{ On a: } Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

$$N_s = N_s^{cal} + N_{rad} + N_{ner} = 4652,37 \text{ KN}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 4652,37 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{4652,37}{275,31} = 16,90 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 16,8 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 15,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 14,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 12,977 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -8,4 \text{ KN.m}$$

VI.2.3.2 Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ MPa} \end{cases}$$

- $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
 - ✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)
 - ✓ F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA
 - ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
 - ✓ y : position de l'axe neutre.
 - ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y".}$$

Tableau.VI. 2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	14.28	7.53	72308	1.48 < 15	Vérifiée	185.05 < 201,63	Vérifiée
	y-y	12.977	7.53	72308	1.35 < 15	Vérifiée	168.17 < 201,63	Vérifiée
Appui		-8.4	6.96	62368	0.93 < 15	Vérifiée	127.36 < 201,63	Vérifiée

❖ Vérification des espacements

Selon x-x: $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5 h_r, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \\ 100/6 = 16.67 \text{ cm} \end{cases}$

Selon y-y: $S_t = 14 \text{ cm} < \min(3 h_r ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

➤ Schéma de Ferrailage du radier

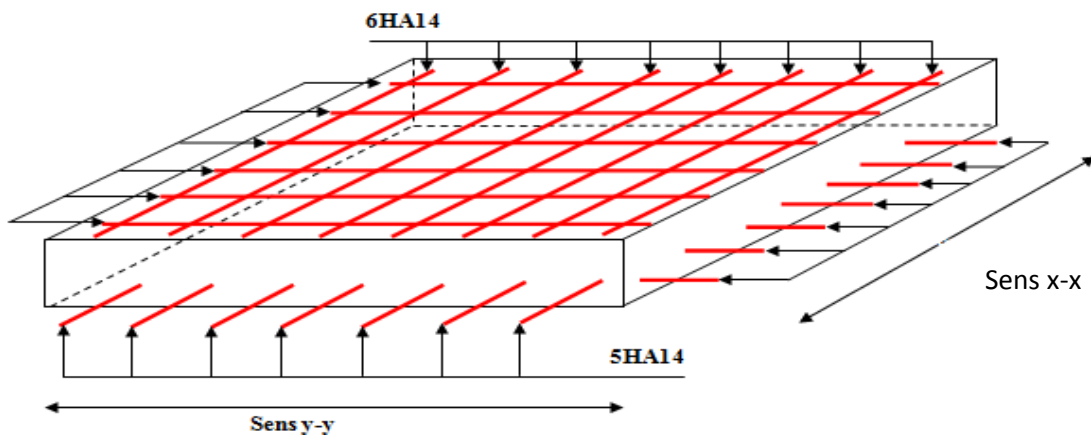


Figure.VI. 2. Schéma de ferrailage du radier.

➤ **Ferraillage du débord**

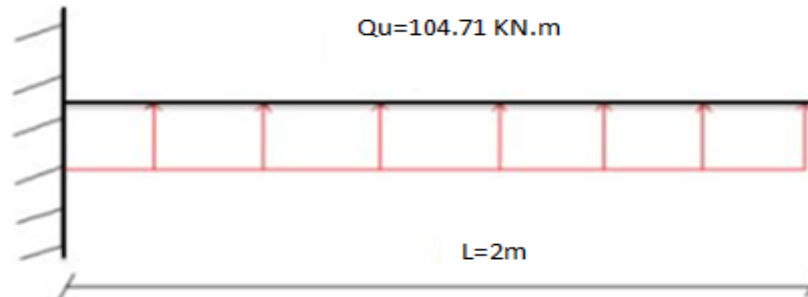


Figure.VI. 3. Schéma statique du débord

➤ **Calcul du moment sollicitant**

$$M_u = -\frac{Q_u \times l^2}{2} = -104.71 \text{KN.m}$$

Les armatures nécessaires pour le débord sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau.VI. 3.Section d'armateur du débord.

M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A ^{adop} (cm ² /m)	N ^{bre} de barres / ml	St (cm)	A _r (cm ² /m)	A _{r adop} (cm ² /m)
-104.71	13.08	3.02	13.85	9HA14	11.11	1,50	4HA12=4,52

➤ **Vérifications à l'ELS**

$$M_s = -\frac{Q_s \times l^2}{2} = -\frac{110.16 \times 1^2}{2} = -123.93 \text{KN.m}$$

Tableau.VI. 4. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Localisation	M _s KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
Travée	-103.83	4.37	22444.35	20.2 < 15	N.Vérifié e	1431.5 > 201,63	N.Vérifiée

On remarque que la contrainte de traction dans l'acier n'est pas vérifiée, donc on doit recalculer la section d'armature à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau.VI. 5.Section d'armature du débord à l'ELS.

Localisation	M_s KN.m	β 10^{-3}	A	A_{cal} cm ² /ml	A_{adop} cm ² /ml	N ^{bre} de barres	S_t cm	A_r cm ² /ml	A_{radop} cm ² /ml
Travée	-103.83	0.307	0.272	22.9	23.09	15HA14	13	5,36	4HA14

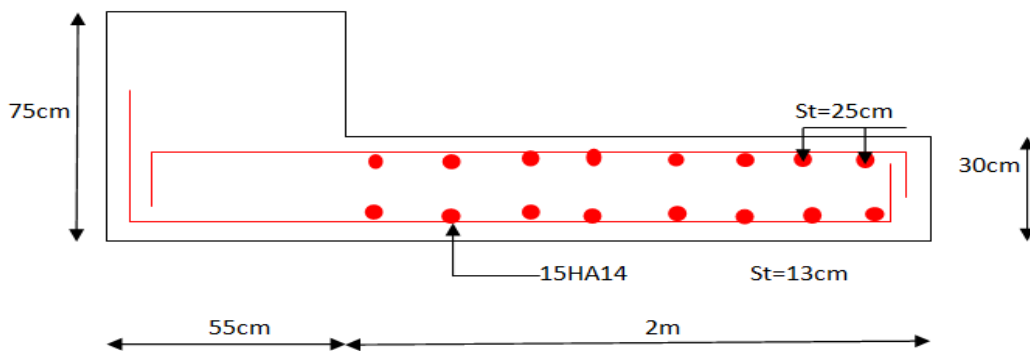


Figure.VI. 4.Schéma de ferrailage du débord

VI.3. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

VI.3.1. Dimensionnement de la nervure :

$$h_t = 0.75m, h_r = 0.3m, b_0 = 0.65m, d = 0.73m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.00}{10}; \frac{5.10}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(50; 255)$$

Soit : $b_1 = 50cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 130cm$

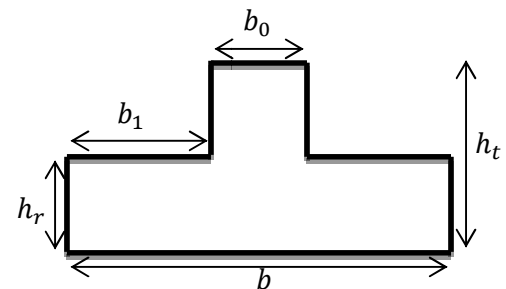


Figure.VI. 5Section de la nervure à ferrailler

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓ P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓ P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p>Remarque: si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p>

Avec :

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

➤ **Moments en travée :**

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

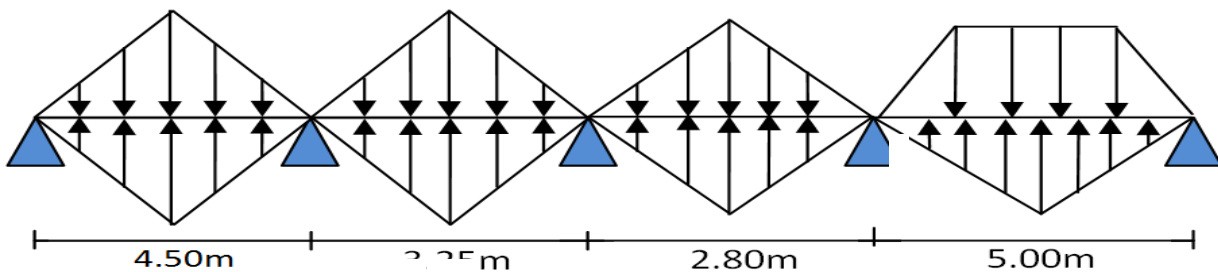


Figure.VI. 6. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X.

Sens Y-Y :

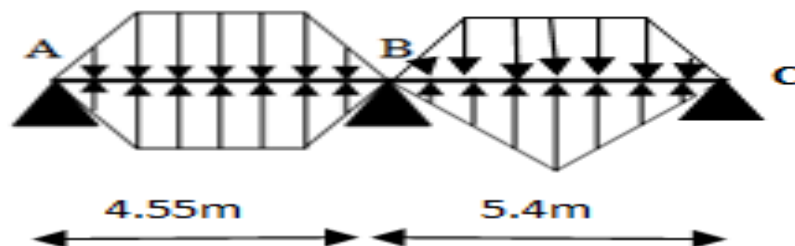


Figure.VI. 7. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens y.y.

Exemple de calcul :

- Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 27445.14 - 555.75 = 26889.39 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 4652.37 - 555.75 = 4096.62 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{26889.39}{275.31} = 97.669 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{4096.62}{275.31} = 14.88 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Travée 1 :

On a un chargement trapézoïdal, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m^u = \frac{97.669}{2} \left[\left(1 - \frac{(0.94)^2}{3}\right) \times 5 + \left(1 - \frac{(0.92)^2}{3}\right) \times 5 \right] \\ q_m^s = \frac{14.88}{2} \left[\left(1 - \frac{(0.8)^2}{3}\right) \times 3.4 + \left(1 - \frac{(0.84)^2}{3}\right) \times 3.6 \right] \\ q_v = \frac{227.78}{2} \left[\left(1 - \frac{0.8}{2}\right) \times 3.4 + \left(1 - \frac{0.84}{2}\right) \times 3.6 \right] \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q_m^u = 158.26 \text{ KN/m} \\ q_m^s = 451.55 \text{ KN/m} \\ q_v = 470.14 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau.VI. 6. Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4
q_m^u (KN/m)	293.01	211.62	182.32	338.06
q_m^s (KN/m)	44.64	32.24	27.78	76.3
q_v (KN/m)	219.76	158.71	136.74	253.93

Tableau.VI. 7. Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée 1	Travée 2
q_m^u (KN/m)	180.48	299.15
q_m^s (KN/m)	295.06	45.73
q_v (KN/m)	136.56	67.13

VI.3.2.Calcul des sollicitations

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

$$\text{Donc : } P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.65 \times 0.75 \times 25 = 16.453 \text{ KN/m}$$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.65 \times 0.75 \times 25 = 12.187 \text{ KN/m}$$

Sens X-X :

✓ A l'ELU

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau.VI. 8.Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	4.55	293.01	219.76	0	-386,5	1,888	745.93	522,47	581.65	-751.55
BC	3.25	211.62	158.76	-386,5	-105,1	2,17	241.82	-17	136.46	-551.3
CD	2.8	182.32	136.74	-105,1	-540,7	0,264	16.45	-133,85	112.2	-398.3
DE	5	338.06	253.93	-540,7	0	2,926	-2235.5	727,12	989.14	-701.16

✓ L'ELS

Tableau.VI. 9.Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	4.5	44.64	0	-78,628	1.886	111.69	79.1
BC	3.25	32.64	-78,628	-21,534	2.163	38.37	-2.26
CD	2.8	27.78	-21,534	-160,054	0.766	21.64	35.93
DE	5	76.3	-160,054	0	2.92	231.71	165.13

Sens Y-Y :

✓ A l'ELU

Tableau.VI. 10.Tableau des sollicitations l'ELU sens Y-Y.

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	4.55	180.48	136.56	0	-757,97	1,3	390.17	164,94	244	-577.17

BC	5.4	299.15	67.13	-757,977	0	3,2	1057.5	744,344	948.07	-667.35
----	-----	--------	-------	----------	---	-----	--------	---------	--------	---------

✓ A P'ELS

Tableau.VI. 11. *Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.*

Travées	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	4.55	180.48	0	-413.768	1.3	444.13	283.08
BC	5	299.15	-413,768	0	2.78	923.37	739.41

VI.3.3.Ferraillage des nervures

Le ferraillage des nervures se fera à la flexion simple.

Détermination de la largeur b selon les deux sens

Donnés :

$$\begin{cases} h = 0.75 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 0.65 \text{ m} ; d = 0.63 \text{ m} \end{cases}$$

✓ Sens X-X :

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4.1.3)}$$

$$\frac{b - 0.7}{2} \leq \min\left(\frac{4.35}{2}; \frac{3.9}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.65}{2} \leq \min(2.175; 0.39) = 0.3 \text{ m}$$

Donc : b = 1.3 m =130 cm

✓ Sens Y-Y :

$$\frac{b - 0.7}{2} \leq \min\left(\frac{4.75}{2}; \frac{2.15}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.65}{2} \leq \min(2.2; 0.295) = 0.295 \text{ m}$$

Donc : b = 1.30 m =130 cm

Les résultats de ferraillage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau.VI. 12. *Calcul des ferraillages.*

Localisation		M _s (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Choix des barres
x-x	travée	745.93	35.98	14.13	37.70	12HA20
	appui	-386,5	18.12	7.61	18.85	6HA20

y-y	travée	-757,97	36.57	14.02	37.70	12HA20
	appui	744,344	35.9	7.61	37.70	12HA20

VI.3.4. Vérification nécessaires

➤ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

On a: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots F.N$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x: \tau_u = \frac{1534,78 \times 10^{-3}}{1.3 \times 0.9} = 1.31 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ \text{Sens } y - y: \tau_u = \frac{1640.31 \times 10^{-3}}{1.29 \times 0.9} = 1.41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.3.5 Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X $\Rightarrow \tau_u = \frac{1534.78 \times \left(\frac{1.3-0.7}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.9 \times 0.3 \times 1.3} = 1.46 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

Sens Y-Y $\Rightarrow \tau_u = \frac{1640.78 \times \left(\frac{1.29-0.7}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.9 \times 0.3 \times 1.29} = 1.54 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$

VI.3.6 Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau.VI. 13. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\frac{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	travée	165.054	21.61	1894032	1.88 < 15	vérifiée	54.1 < 201.63	vérifiée
	appui	-160.054	17.66	1127851	2.5 < 15	vérifiée	96.5 < 201.63	vérifiée
y-y	travée	739.41	21.8	1931124	8.34 < 15	vérifiée	236.62 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-413.768	21.56	1883726	4.75 > 15	vérifiée	136.5 < 201.63	vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer l'armature à l'ELS.

Tableau.VI. 14. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β (10 ⁻³)	A	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
y-y	travée	739.41	7.04	0.384	66.75	69.66	5HA32+6HA25

VI.3.7. Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1^{\max}\right] \leq 20 \text{ mm, alors } \phi_t = 10$$

$$A_t = 6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1). S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm} \\ 2). S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 67.29 \text{ cm} \\ 3). S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 27.55 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Soit : $4HA20 = 12.57 \text{ cm}^2$

VI.1.1.1 Schémas de ferrailage

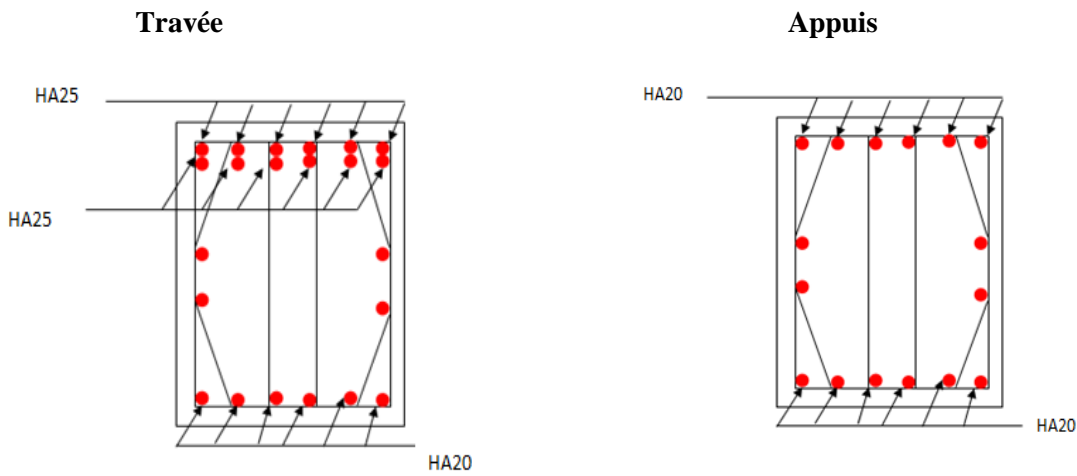


Figure.VI. 8. Ferrailage des nervures sens X-X.

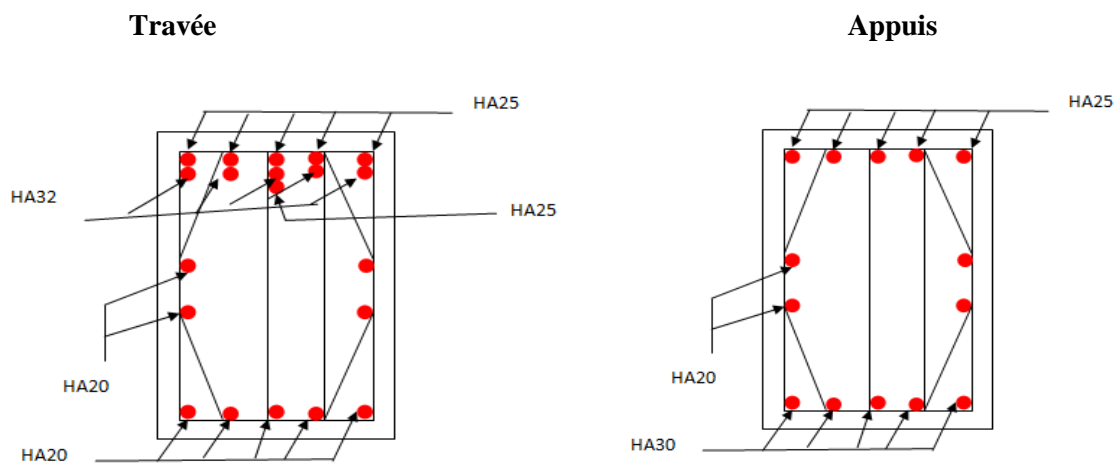


Figure.VI. 9. Ferrailage des nervures sens y-y.

VI.4. Etude de voile périphérique

VI.4.1. Introduction

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au dessous du 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 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.1.1 Dimensionnement des voiles

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 3.06\text{m} \\ \text{longueur } L = 5\text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 15\text{ cm} \end{array} \right.$$

VI.4.1.2 Caractéristiques du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 19.9\text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0\text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 12^\circ \end{array} \right.$$

VI.4.1.3. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.06 \times 19.9 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2} \right) \Rightarrow G = 39.946\text{KN/m}^2.$$

- ✓ **La surcharge accidentelle :**

On a : $q = 10\text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{12}{2} \right) \Rightarrow Q = 6.56\text{KN/m}^2$$

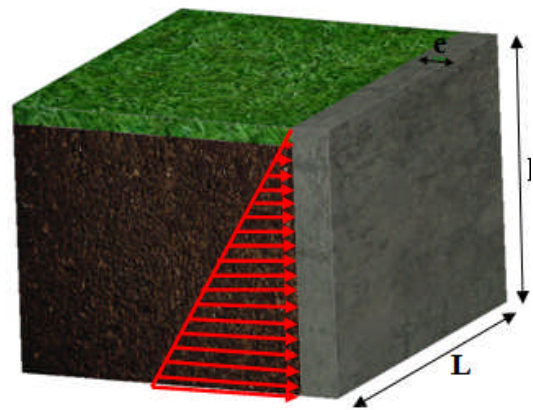


Figure.VI. 10. Poussée des terres sur les voiles périphériques.

VI.4.1.4. Ferrailage du voile périphérique

➤ Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 63.77 \text{ KN/m}^2$$

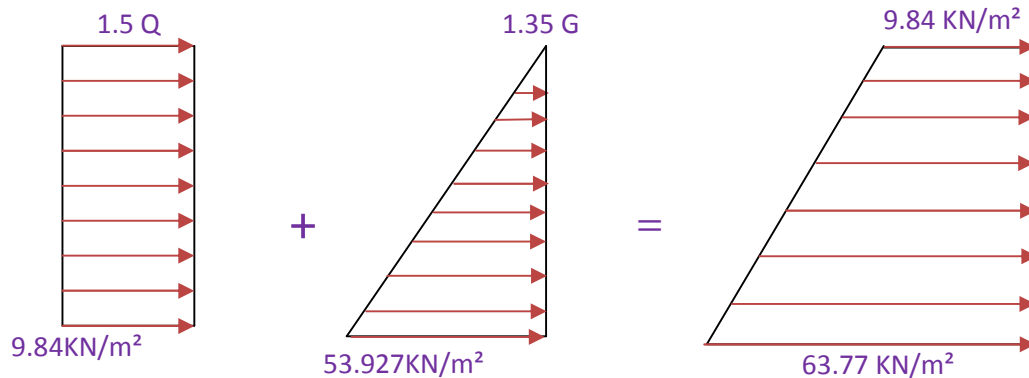


Figure.VI. 11. Diagrammes des contraintes.

• Méthodologie de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

✓ A l'ELU

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 6.56 = 9.84 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 39.946 + 1.5 \times 6.56 = 63.77 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 63.77 + 9.84}{4} = 50.29 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 50.29 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 4.55 \text{ m} \\ l_y = 5 \text{ m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.55}{5} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{le voile porte dans les deux sens.}$$

VI.4.2. Calcul des moments isostatiques

On a :

$$\rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0447 \times 50.29 \times 4.55^2 = 46.538 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.8036 \times 46.538 = 37.398 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 46.538 = 39.557 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 37.398 = 31.79 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 46.538 = -23.269 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de (b × e) m².

Les résultats de calcul de ferrailage sont dressés dans le tableau ci-après :

Avec : $A_{min} = 0.1\% \times b \times h$

Tableau.VI. 15. Ferrailage des voiles périphériques.

Localisation		M (KN.m)	μ _{bu}	A	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Travées	X-X	39.557	0.165	0.227	0.118	9.622	1.5	5HA16 = 10.05
	Y-Y	31.79	0.132	0.178	0.120	5.42	1.5	3HA16 = 6.03
Appui		-23.269	0.078	0.102	0.124	4.31	1.5	3HA14 = 4.62

• **Espacements**

$$\begin{cases} \text{sens X - X: } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{sens Y - Y: } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Vérifications**

On a : $\begin{cases} \rho = 0.91 > 0.4 \\ e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.94) \times 100 \times 15 = 1.236 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Calcul des efforts tranchants

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{50.29 \times 4.55}{2} \times \frac{5^4}{(4.55)^4 + 5^4} = 67.87 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{50.29 \times 5}{2} \times \frac{(4.55)^4}{(4.55)^4 + (5)^4} = 51.14 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{67.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ A'ELS

➤ Calcul des moments

$$\text{On a : } \rho = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$$

Soit

$$\begin{cases} \sigma_{max} = G + Q = 39.945 + 6.56 = 46.505 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = Q = 6.56 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 46.505 + 6.56}{4} = 36.518 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 36.518 \text{ KN/m} \end{cases}$$

➤ Les moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0518 \times 36.518 \times 4.55^2 = 39.16 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.8646 \times 39.16 = 33.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 39.16 = 33.286 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 33.86 = 28.78 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 39.16 = -19.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VI.4.2.1 Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

Tableau.VI. 16. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs
Travée	x-x	33.28	4.22	10356	13.56 < 15	<i>vérifiée</i>	423 > 201.63	N.vérifiée
	y-y	28.78	2.51	3844.8	18.78 < 15	<i>N vérifiée</i>	1177 > 201.63	N.vérifiée
Appui		19.58	3.37	6742.6	9.78 < 15	<i>vérifiée</i>	419.5 > 201.63	N.vérifiée

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer les armatures à l'ELS.

✓ Espacement des armatures Espacements

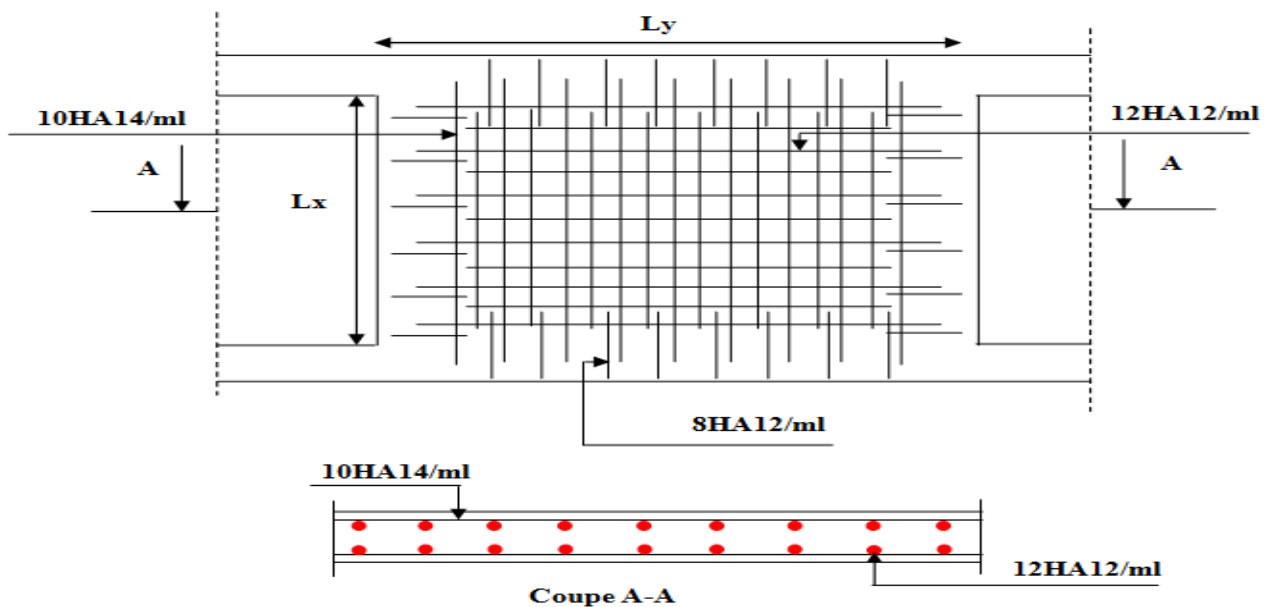
$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Tableau.VI. 17. *Calcul des armatures à l'ELS.*

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-3})	α	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	Nombre de barres	S_t
Travée	x-x	33.28	9.76	0.439	14.87	15.39	10HA14	20
	y-y	28.78	8.44	0.412	12.73	13.57	12HA12	25
Appui		19.58	5.74	0.353	8.47	9.05	8HA12	20

➤ **Ferraillage du voile périphérique**

**Figure.VI. 12.** *Ferraillage du voile périphérique.*

VI.5. Conclusion:

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferraillage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferraillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

qwertyuiopasdfghjklzxcvbn
mqwertyuiopasdfghjklzxcvb
nmqwertyuiopasdfghjklzxcv
bn
vb
cv
hjl
gh
fg
sdf
asd
fghjklzxcvbnmqwertyuiopas
dfghjklzxcvbnmqwertyuiopa
sdfghjklzxcvbnmqwertyuiop
asdfghjklzxcvbnmqwertyuio
pasdfghjklzxcvbnmqwertyui
opasdfghjklzxcvbnmqwertyu
iopasdfghjklzxcvbnmqwerty
uiopasdfghjklzxcvbnmqwert

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer et d'enrichir toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation des logiciels SAP2000 V14, autocad etc. Les points important tirés de cette étude sont :

- 1.** 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.
- 2.** La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- 3.** Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- 4.** La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- 5.** Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les prochaines promotions.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- **RPA99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **DTR BC 2.2** :(Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.
- Mémoires de fin d'étude
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'étude.
 - Rapport de sols
- Logiciels utilisées :
 - SAP 200 V14.2.2
 - Auto Cad 2008
 - Socotec
 - Autres applications

Annexe

ANNEXE 1

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 2

Table de PIGEAU

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$
au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec $L_x < L_y$.

$\rho = 0.9$

u/lx 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	0.09	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 3

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

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	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33