

Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de Technologie

Département génie civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie Civil

Option : structures

THEME

**Etude d'un bâtiment (R +7+ sous-sol)
contreventé par un Système Mixte (Voiles -
Portiques)**

Réalisé par :

- RAMDA Kahina
- ISMAIL Siham

Encadré par :

Mr : TAHAKOURT Abdelkader

Nombres de jury :

Mr LILLOUCH

Mr SI SALEM

Année universitaire : 2020 / 2021

Remerciements

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

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à monsieur TAHAKOURT pour son encadrement, ses conseils, sa disponibilité.

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

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

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

KAHINA et SIHAM

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi et qui m'ont donné un magnifique modèle pour persévérance. J'espère qu'ils trouvent dans ce travail tout ma reconnaissance et tout mon amour

Je le dédie aussi à :

Mes frères et mes chères sœurs

A mes tantes et à mes oncles

A ma chère binôme Kahina

A mes meilleurs amis (es) et à tous ceux qui me sont chère en particulier Samira, Rahma, Dhaouya, Siham, Wissam, Hafida, Djébar et Izem et Massi

Ceux qui ont partagé ce travail avec moi

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation

I. Siham

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi et qui m'ont donné un magnifique modèle pour persévérance. J'espère qu'ils trouvent dans ce travail tout ma reconnaissance et tout mon amour

Je le dédie aussi à :

Mon frère et mes chères sœurs

A mes tantes et à mes oncles

A ma chère binôme Siham

A mes meilleurs amis (es) et à tous ceux qui me sont chère en

Particulier Lila, Linda, Chayma, Hafida et Izem

Ceux qui ont partagé ce travail avec moi

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant

Ces années de formation

R.Kahina

Liste des figures

- Figure. I.1 : diagramme des déformations limites de la section règle des troispivots	04
- Figure .I.2: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	07
- Figure .I.3: <i>Diagramme contraintes déformations à L'ELU</i>	09
- Figure. I.4 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers	11
- Figure. II.1: vue en plan de la structure	12
- Figure. II.2 : Plancher à corps creux	13
- Figure. II.3 : dalle plein sur 3 appuis	14
- Figure. II.4 : dalle plein sur 3 appuis	15
- Figure. II.5 : dalle plein sur 3 appuis	15
- Figure. II.6 : dalle plein sur 3 appuis	16
- Figure. II.7 : dalle plein sur 3 appuis	16
- Figure. II.8 : dalle plein sur 3 appuis	16
- Figure. II.9 : l'acrotère	19
- Figure. II.10 : schémas d'escalier	20
- Figure. III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 Travées	35
- Figure. III.2 Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 Travées	35
- Figure.III.3: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées	37
- Figure. III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus dedeux travées	37
- Figure. III.5 : schéma statique du 1 ^{ere} type de poutrelle	39
- Figure. III.6 : schémas statique du 2 ^{eme} type de poutrelle	39
- Figure. III .7 : Schéma statique de poutrelle (type 2)	43
- Figure. III .8: Diagramme des moments de la poutrelle du plancher terrasseinaccessible (type2)	47

- Figure. III.9 : diagramme des efforts tranchants aux appuis du plancher terrasse accessible (type2)	48
- Figure. III.10 : Schéma de la section de la poutrelle	51
- Figure. III.11 : Dalle plein (balcon)	63
- Figure.III.12 : Schéma de ferrailage de dalle plein sur 3 appuis (balcon)	69
- Figure. III.13 : Dalle plein (plancher)	69
- Figure.III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis	73
- Figure. III.15 : Dalle plein (plancher)	74
- Figure.III.16 : schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	78
- Figure. III.17 : Schémas statistique	78
- Figure. III.18 : Vue en plan de d'escalier	79
- Figure.III.19 . Schémas statistiques	83
- Figure. III.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier de l'étage courant	88
- Figure.III.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier de RDC	88
- Figure. III.22 : Schéma statique de la poutre palière	89
- Figure.III.23 : schémas de ferrailage de la poutre palière	95
- Figure. III.24 : coupe transversale de l'acrotère	96
- Figure.III.25 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	103
- Figure. III.26 : cage d'ascenseur	105
- Figure. III.27 :présentation de la zone d'impact de la charge concentrée	109
- Figure.III.28 : schémas de ferrailage de la dalle d'ascenseur	114
- Figure .IV.1 : Spectre de réponse	120
- Figure .IV.2 : Disposition des voiles	121
- Figure IV.3 :Translation selon l'axe X-X (mode de vibration 1)	122
- Figure .IV.4 : translation selon l'axe Y-Y (mode de vibration 2)	123
- Figure .IV.5 : rotation selon l'axe Z-Z(mode de vibration 3)	123
- Figure. V.I : la zone nodale	132
- Figure. V.2 : Section du poteau	141
- Figure. V.3 : Schémas de ferrailage des poteaux sous-sol	144
- Figure. V.4 : Schémas de ferrailage des poteaux RDC et 1 ^{ere} étage	144
- Figure. V.5 : Schémas de ferrailage des poteaux 2, 3 et 4 ^{eme} étage	144
- Figure. V.6 : Schémas de ferrailage des poteaux 5,6,7 ^{eme} étage	145

- Figure. V.7 : Schémas de ferrailage des poutres principales	155
- Figure. V.8 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires	156
- Figure. V.9 : Schémas de ferrailage des poutres principales	156
- Figure. V.10 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires	156
- Figure. V.11 : Schémas de ferrailage des poutres principales	157
- Figure. V.12 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires	157
- Figure. V.13 : Schémas de ferrailage des poutres principales	158
- Figure. V.14 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires	159
- Figure. V.15 : Schémas de la zone nodale	171
- Figure. V.16 : Schéma de ferrailage du voile Vx3 au niveau du RDC	171
- Figure .VI.1 : Semelle isolée	173
- Figure .VI.2 : Semelle filante	174
- Figure .VI.3 : Le panneau le plus sollicité	181
- Figure. VI.4 : Schéma de ferrailage de radier.	185
- Figure .VI.5 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X	186
- Figure. VI.6 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y	186
- Figure .VI.7 : Schéma des nervures.	190
- Figure .VI.8 : Ferrailage des nervures sens X-X	194
- Figure .VI.9 : Ferrailage des nervures sens Y-Y	195
- Figure .VI.10 : Poussée des terres sur les voiles périphériques	196
- Figure.VI.11 : Répartition des contraintes sur le voile.	197
- Figure VI.12 Schéma de ferrailage du voile périphérique	201

Liste des tableaux

- Tableau. I.1 : f_e en fonction du type d'acier.	10
- Tableau. I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	11
- Tableau. II.1 : Charge permanente revenant à l'acrotère	19
- Tableau. II.2 : évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible	22
- Tableau. II.3 : évaluation des charges du plancher étage courant	22
- Tableau. II.4 : Evaluation des charges dans les dalles pleine	22
- Tableau. II.5 : Evaluation des charges dans les dalles pleines (balcon)	23
- Tableau. II.6 : Évaluation des charges des cloisons extérieure	23
- Tableau. II.7 : Evaluation des charges de palier	23
- Tableau. II.8 : Evaluation des charges de la volée	24
- Tableau. II.9 : Evaluation des charges des voiles	24
- Tableau. II.10 : Les charges revenant au poteau A4	27
- Tableau. II.11 : Les charges revenant au poteau B3	29
- Tableau. II.12 : Vérification des poteaux à la compression simple	31
- Tableau. II.13 : Vérification au flambement	32
- Tableau. II.14 : Vérification des conditions de RPA	33
- Tableau. III.1 : sollicitions des poutrelles du plancher étage courant (type 01)	42
- Tableau. III. 2 : Sollicitions des poutrelles du plancher RDC (type 01)	43
- Tableau. III.3 : Sollicitions des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)	48
- Tableau. III.4 : Sollicitions des poutrelles à l'étage courant (type 2)	49
- Tableau. III.5 : Sollicitions des poutrelles au RDC (type 2)	49
- Tableau. III.6 : Tableau récapitulatif des sollicitions max des différents planchers poutrelles	50
- Tableau. III.7 : Ferrailage des déférents types de poutrelles	54
- Tableau. III.8 : Vérification des états limites de compression de béton	56
- Tableau. III.9 : vérification des état limites de déformations	60
- Tableau. III.10 : Schéma de ferrailage des poutrelles	61
- Tableau. III.11 : calcul de la flèche selon y-y	68

- Tableau. III.12 : Ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis	71
- Tableau. III.13 : vérification de la contrainte dans le béton	72
- Tableau. III.14 : Calcul de la flèche selon y-y	73
- Tableau. III.15 : Ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis	75
- Tableau. III.16 : Vérification de la contrainte dans le béton	77
- Tableau. III.17 : Résumé des résultats de ferrailage	80
- Tableau. III.18 : Résumé des résultats de ferrailage	85
- Tableau. III.19 : Ferrailage de la poutre palière	90
- Tableau. III.20 : Ferrailage de la poutre palière	92
- Tableau. III.21 : Vérification de l'état limite de compression du béton	95
- Tableau. III.22 : Combinaisons d'action de l'acrotère	98
- Tableau. III.23 : Choix de ferrailage	100
- Tableau. III.24 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur	106
- Tableau. III.25 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur	107
- Tableau. III.28 : Ferrailage de la dalle de la salle des machines	111
- Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q	117
- Tableau. IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique	122
- Tableau. IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles	124
- Tableau. IV.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	125
- Tableau .IV.5 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	126
- Tableau .IV.6 : Vérification des déplacements	127
- Tableau .IV.7: Vérification a L'effet $P-\Delta$	128
- Tableau. IV.8 : vérification de la résultante des forces	129
- Tableau .V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	133
- Tableau. V.2 : Résumé des sollicitations minimales et maximales dans les poteaux	135
- Tableau. V.3 : Ferrailage adoptes pour les poteaux longitudinaux	138
- Tableau. V.4 : Les Armatures transversale dans les poteaux	138
- Tableau. V.5: Vérification du flambement des poteaux	140
- Tableau. V.6 : justification des contraintes dans le béton	141

- Tableau. V.7 : Vérification des contraintes tangentielles	142
- Tableau. V.8 : les sollicitations maximales dans les poutres	147
- Tableau. V.9 : ferrailage longitudinal dans les poutres	148
- Tableau. V.10 : Vérification des contraintes tangentielle	152
- Tableau. V.11 : vérification des armatures longitudinales au cisaillement	152
- Tableau. V.12 : vérification de la contrainte limite de béton	154
- Tableau. V.13 : les moments résistant dans les poteaux	160
- Tableau. V.14 : les moments résistant dans les poutres	160
- Tableau. V.15 : Vérification de la zone nodale dans différents étage	161
- Tableau. V.17 : Sollicitations maximales de calcul dans le voile	162
- Tableau. V.18 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux	165
- Tableau. V.19 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} , V_{y4} , V_{x4} dans tous les niveaux	168
- Tableau. V. 20 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} , V_{x2} dans tous les niveaux	169
- Tableau. VI. 1 : Section d'armateur du radier	182
- Tableau. VI. 2 : Vérifications des contraintes à l'ELS	183
- Tableau. VI. 3 : Section d'armateur du radier à l'ELS	184
- Tableau. VI. 4 : Vérifications des contraintes à l'ELS du radier après l'augmentation du ferrailage	184
- Tableau. VI. 1 : Les chargements sur les travées sens X-X	187
- Tableau. VI. 2 : Les chargements sur les travées sens Y-Y	188
- Tableau. VI. 3 : Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X	189
- Tableau .VI. 8 : Tableau des sollicitations à l'ELS sens X-X	189
- Tableau. VI. 9 : Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y	190
- Tableau. VI. 10 : Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y	190
- Tableau.VI. 4 : Calcul des ferrailages	191
- Tableau.VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS	192
- Tableau.VI.13 : Ferrailage des nervures à l'ELS	193
- Tableau.VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS	193
- Tableau .VI.15 : Ferrailage des voiles périphérique	198

- Tableau .VI.16 :Vérifications des contraintes à l'ELS	200
- Tableau .VI.17 : Ferrailage des nervures à l'ELS	201

Symboles et notations

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

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : La largeur (m)

B_r : section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

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

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

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

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : limite élasticité de l'acier

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : charges réparties ultimes

q_s : charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_U : Moment du calcul ultime

M_s : Moment du 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_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : 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

ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

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

A : Coefficient accélération de zone

C_T : 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)

W : poids propre de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur totale du radier

σ : Contrainte normale

φ : Angle de frottement interne du sol

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

K_e : Coefficient de portance

q_0 : contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars)

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa)

η : Facteur d'amortissement

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

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (Cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

Table des matières

Remerciements

Dédicaces

Introduction générale 1

Chapitre I Généralités

I.1.Introduction..... 2

I.2.Présentation de l'ouvrage..... 2

I.2.1.Description architecturale 2

I.2.2. Description structurale 2

I. 3. Règlement et normes utilisés 2

I.4.les états limites..... 3

I.4.1. Définition 3

I.4.2.les hypothèses de calcul 3

I.4.3. Etat limite ultime ELU 3

I.4.4. Etat limite de service ELS 3

I .5.Règles des trois pivots 4

I .6.les actions..... 4

I .6.1.les différents types d'action : 4

1.6.2 Valeurs de calcul des actions : 4

I.7. Caractéristique des matériaux : 6

I.7.1 Le béton : 6

I.7.2 Résistance caractéristique mécanique du béton : 6

I.8. Les aciers 9

I.8.1. Résistance caractéristique de l'acier..... 9

I.8.2. matériaux à utiliser 11

Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments

II. 1. Introduction : 12

II.2. Les planchers : 12

II.2.1. Introduction : Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique..... 12

II.2.2. Planchers à corps creux :	13
II.2.2.1. les poutrelles	13
II.2.2.2. critère de disposition.	13
II.2.3. pré dimensionnement des dalles pleines.	14
II.2.3.1. dalle plein balcon.	14
II.2.3.2 Dalles pleines dans les planchers.	15
II.3.prédimensionnement des poutres.	16
II.3.1 Les poutres principales :	17
II.3.2 Les poutres secondaires :	17
II.4.Les voiles	18
II.5. L'acrotère:	18
II.6. Prédimensionnement des escaliers	19
II.7. Evaluation des charges et surcharges:	22
II.8 . Les poteaux :	25
II.9 Descente de charges :	25
II.10. Vérification	31
II.11 Conclusion :	33
Chapitre III Calcul des éléments secondaire	
III .Introduction :	34
III.1. Calcul des planchers	34
III.1.1 Introduction	34
III.1.2 Etude des poutrelles :	34
III .1.2.1 Méthodes de calcul :	34
III.1.2.2. Les différents types des poutrelles :	39
III.1.2.3. Calcul des sollicitations :	39
III .2. Etude des dalles pleines.	62
III .2.1. Dalle sur trois appuis (balcon)	63
III .2.1.1. Calcul des sollicitations	63
III .2.3. Dalle plein sur 03 appuis (plancher) :	69

III.2.3.1. Calcul des sollicitations :	70
III .2.4 Dalle sur trois appuis (plancher).....	74
III.3. Etude des escaliers :	78
III.3.1. Etude de l'escalier type 1 (l'étage courant)	78
III.3.1.1. Calcul les sollicitations	79
III.3.1.2. Calcul du ferrailage.....	80
III.3.1.4. Vérification a l'ELU et a l'ELS	80
III.3.2 Etude de l'escalier de type 2(escalier RDC).....	83
III.3.2.1. Calcul des sollicitations	84
III.3.2.2. Calcul du ferrailage.....	84
III.3.2.3. Vérification a l'ELU et a l'ELS	85
III.3.3. Etude de poutre palière	89
III.3.3.1. Charges revenant à la poutre palière	89
III.3.3.2.Calcul des sollicitations :	89
III.3.3.3. Calcul des sollicitations : A l'ELU :.....	92
III.4. Etude de l'acrotère :	96
III.4.1. Hypothèses de calcul :	96
III.4.2. Évaluation des charges et surcharges :	96
WP : poids propre de l'acrotère.....	97
III.4.3. Calcul des sollicitations :	97
III.4.4. Calcul de l'excentricité du centre de pression :	98
III.4.5. Calcul à l'E.L. U	99
III.4.6.Vérification à l'E.L. U	100
III.4.7.Vérification à l'E. L. S.....	101
III.5. Etude de l'ascenseur :	104
III.5.1. Définition :.....	104
III.5.2. ETUDE de la dalle pleine de l'ascenseur	105
III.5.2.1. Dimension de la dalle.....	105
III.5.2.2. Evaluation des charges et surcharges.....	105
III.5.2.3.cas d'une charge repartie.....	105

Chapitre IV Etude dynamique

Introduction	115
IV. 1. Méthodes de calcul.....	115
IV.2 Analyse sismique de la structure.....	115
IV.3. Calcul de la Force Sismique Totale :	116
IV.4.Méthode d'analyse modale spectrale :	119
IV.5 Disposition des voiles :	121
IV. 6. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	121
IV.7.Conclusion	129

Chapitre V Etude des éléments structuraux

Introduction :	131
V.1 Étude des poteaux :	131
V.1.1 Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1):.....	131
V.1.2. Calcul des sollicitations.....	134
V.1.3. Ferrailage des poteaux.....	135
V.1.4 vérifications	139
V.1.5 Disposition constructive des poteaux	143
V.1.6. Schémas de ferrailage.....	144
V.2. Etude des poutres :	145
V.2.1. Recommandation du RPA 99 :	145
V.2.2. Recommandation de BAEL.....	146
V.2.3. Calcul du ferrailage	146
V.3.Les armatures longitudinales.....	148
v.3.1.-Armatures transversales	150
V.4-Espacement S_t d'armatures transversales :	151
V.4.1. Vérifications	151
V.4.2 Vérification des armatures longitudinales aux cisaillements	152

V.4.3.Schémas de ferrailage des poutres	155
V.5.vérification des zones nodales	158
V.5.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux	158
V.5.2.vérification des zones nodales	160
V.6.Etude des voiles	162
V.6.1. Introduction	162
V.6.2. Recommandation du RPA :	163
V.6.3. Sollicitations de calcul.....	164
V.6.4. Calcul du ferrailage	165
Conclusion.....	171
Chapitre VI Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction :	172
VI.2. Combinaisons de calcul :	172
VI.3. Reconnaissance du sol :	172
VI.4.Choix du type de fondation :.....	173
VI.4.1. Vérification de la semelle isolée :	173
VI.4.2. Vérification de la semelle filante :	174
VI.4.3. Étude de radier :	175
VI.4.3.1.Caractéristiques géométriques du radier :.....	175
VI.4.3.2. Calcul de la surface du radier.....	176
VI.4.3.3. Vérification nécessaire :	177
VI.5. Voile périphérique :	195
VI.5.1. Introduction :.....	195
VI.5.2. Dimensionnement des voiles :	195
Conclusion Générale	202
Liste bibliographique	204
Annexe	206

Introduction générale

Introduction :

A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont des professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment.

Le génie civil représente l'art de concevoir et de réaliser des ouvrages. Les ingénieurs civils ont le rôle de déterminer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent les surfaces de la terre on trouve le phénomène sismique qui a toujours été le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant que leur prévision incertaine et leur apparition aléatoire, pour cela :

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment contreventé mixte en R+7+sous sol à usage d'habitation pour cela nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail suivant :

- ✚ Le premier chapitre ÷ consiste à la présentation complète du bâtiment
- ✚ Le deuxième chapitre ÷ est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux.
- ✚ Le troisième chapitre est dédié au calcul des éléments secondaires
- ✚ Le quatrième chapitre contient l'étude dynamique
- ✚ Le cinquième chapitre est consacré au calcul des éléments principaux
- ✚ Le dernier chapitre est dédié à l'étude de l'infrastructure.

Chapitre I

Généralités

I.1.Introduction

L'objectif de ce premier chapitre est la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la réalisation.

I.2.Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment (R+7+sous sol) à usage multiple. Cette structure est implantée à Bejaïa qui est classée comme zone de moyenne sismique (zonIIa) selon RPA 99 (règlement parasismique algérien 1999 version 2003)

I.2.1.Description architecturale

- Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère 28.96m
- Hauteur du sous-sol +RDC3.50m
- Hauteur du 1^{er}3.00m
- Hauteur du 2^{ème} au 7^{ème}3.06m
- La longueur totale du bâtiment ...22.51m
- La largeur totale du bâtiment.....14.51m

I.2.2. Description structurale

- ❖ Le bâtiment est implanté à Bejaia classée par le RPA 99/version 2003 en (zone IIa).
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ❖ La classification du site est :S2 -site ferme.
- ❖ Contrainte admissible de sol =1.2bar.

I. 3. Règlement et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99/version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR BC.2.33.1.
- ❖ BAEL91/version 99.

I.4.les états limites

I.4.1. Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées. Selon le BAEL 91 ; nous avons deux états limites : ELS et ELU.

I.4.2.les hypothèses de calcul

I.4.3. Etat limite ultime ELU

1. Conservation des sections planes.
2. Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
3. La résistance à la traction du béton est négligeable.
4. L'allongement ultime d'action est limité à 10%.
5. Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3.5%, dans le cas de flexion simple ou composée et à 2% dans le cas de la compression simple.
6. Le diagramme contrainte déformation (σ, ε) de calcul du béton ou utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas .
7. On peut supposer concentrée en son centre gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaires ne dépasse pas 15%.

I.4.4. Etat limite de service ELS

1. Les hypothèses citées précédemment en 1.2.3.
2. Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$).
3. $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ telle que E_s = module de Young de l'acier
 n =coefficient d'équivalence acier – béton.

I.5.Règles des trois pivots

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme de déformations passe par l'un de trois pivots A ,B ou C définis par la figue (I.1)

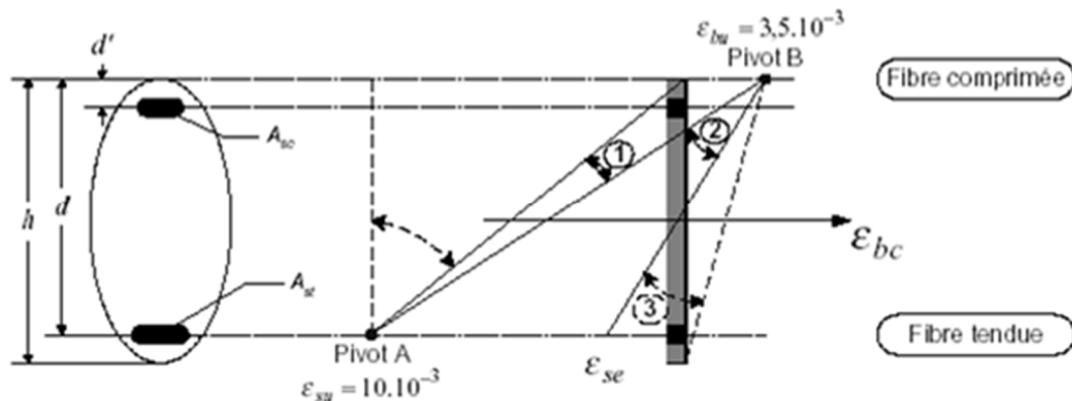


Figure. I.1 : diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

I.6.les actions

I.6.1.les différents types d'action :

- **Les charge permanentes G** : les action permettes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :
 - le poids propre de la structure.
 - cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - le pond de poussées des terres on les pressions des liquides.
 - les déformations imposée a la structure.

1.6.2 Valeurs de calcul des actions :

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

a. Combinaison d'action à l'ELU :

➤ Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

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

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

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

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

0,15 Si l'action d'accompagnement est la neige.

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

b. Combinaison d'action à l'E L S :

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

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

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

c. combinaisons de calcul :

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

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

ELS : $G + Q$

$G + Q \pm E.$ Situations- accidentelles

$G+Q\pm 1.2E$

$$0,8G \pm E.$$

I.7. Caractéristique des matériaux :

I.7.1 Le béton :

Définition:

Est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau et éventuellement des adjuvants .

- le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL)

I.7.2 Résistance caractéristique mécanique du béton :

a. Résistance caractéristique en compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Le durcissement étant progressif, f_{cj} est fonction de l'âge du béton. Aussi, la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

- ✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \begin{cases} \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \end{cases} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{si } j > 28j \end{array}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} \cdot \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \cdot \text{si } j > 28j \end{cases}$$

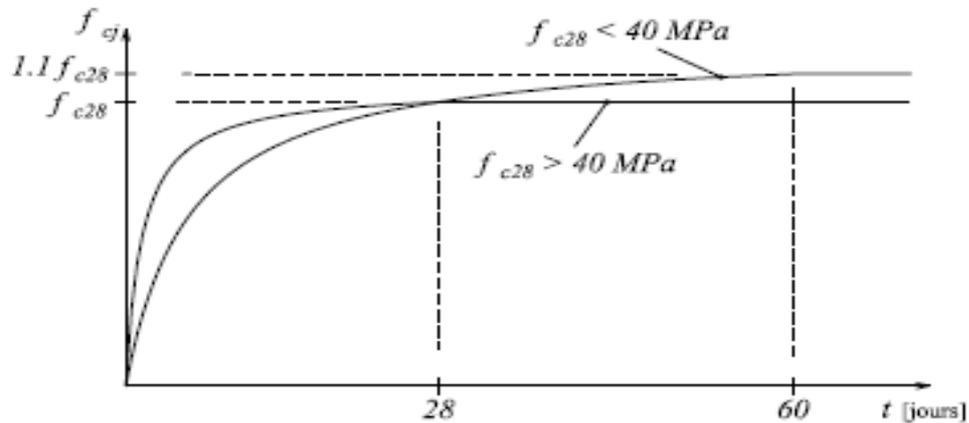


Figure. I.2: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA32,5), la résistance moyenne f_{c28} est comprise entre 22 et 25MPa .

On prend $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

b. Résistance à la traction f_{tj} :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

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

$$\left. \begin{aligned} f_{tj} &= 0,6 + 0,06f_{cj} \\ f_{tj} &= 0,275 f_{cj} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} . \\ &\text{si } f_{c28} > 60\text{MPa} . \end{aligned}$$

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

c. Contrainte ultime de cisaillement :

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

$$\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ donc :

$$\tau_{Adm} = 3,33\text{Mpa} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible.}$$

$\tau_{Adm}=2,5\text{Mpa}$ —————> fissuration préjudiciable.

d. déformation longitudinale du béton:

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

➤ Le module de déformation longitudinale instantané:

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad , \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où : } E_{i28} = 32164 \text{ MPa.}$$

$$\text{Module de Young sous charge différée } E_{vj} = 1/3 * E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

➤ Module déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \text{ (Module de glissement).}$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

Déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

e. Diagramme contraintes déformations

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}):

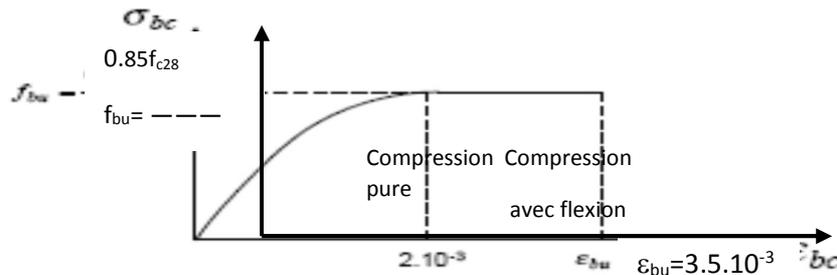


Figure. I.3 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

- f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2.0/100 \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5/100 \end{cases}$$

-le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1.0 & \text{si durée} > 24h \\ 0.9 & \text{si } 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8 & \text{si } h < 1h \end{cases}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{(cas courants)} \\ 1.15 & \text{(combinaisons accidentelles)} \end{cases}$$

I.8. Les aciers

Leurs rôles est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et leurs allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) de leurs longueur initiale pour faire travailler au maximum l'acier.

I.8.1. Résistance caractéristique de l'acier

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

- **Contraintes limites** σ_s

✓ à ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tq } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ à ELS : **BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable:

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]})$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treillis soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences.

➤ **Principales armatures utilisées**

Tableau. I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences	Treillis soudés à fils lisses
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	TLE500
f_e [MPa]	215	235	400	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

➤ **Diagramme des contraintes déformations pour les aciers**

Le diagramme se compose de deux parties : **CBA93 (article A.2.2.2)**

- Droite de Hook $\sigma = E \varepsilon$ pente $E=2*10^5 \text{ MPA}$ indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

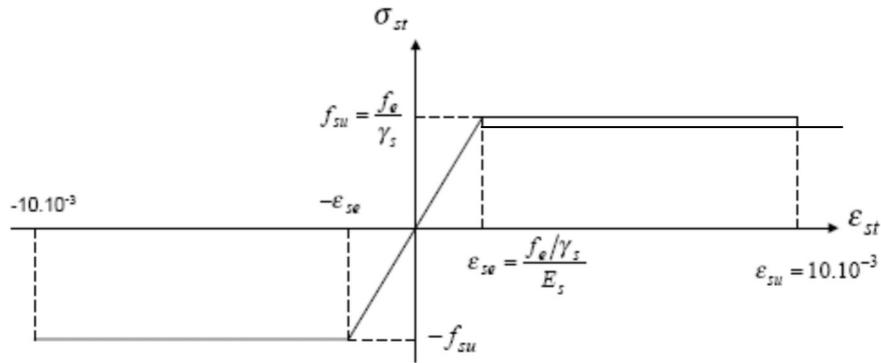


Figure. I.4 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.
- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

I.8.2. matériaux à utiliser

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

Tableau. I.2 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
	*situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
	*situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FN	240
	*FTN	176

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II. 1. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point du vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Les planchers :

II.2.1. Introduction : Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Pour ce qui est de notre structure ; nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées.

Pour ce qui est des consoles, nous avons opté pour des dalles pleines vues leurs formes géométriques (arrondies).

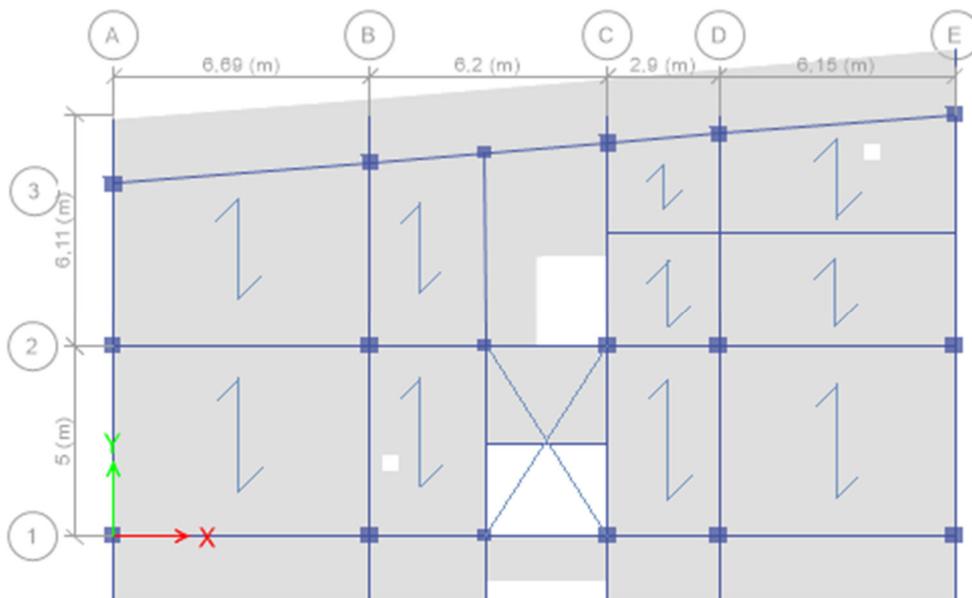


Figure. II.1: vue en plan de la structure

II.2.2. Planchers à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{450}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$: $\begin{cases} 16 \text{ cm: l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm : dalle de compression} \end{cases}$

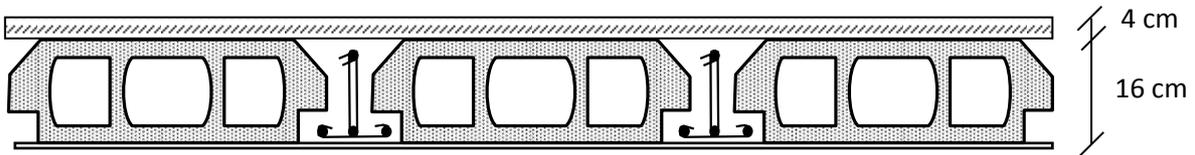


Figure .II.2 : Plancher à corps creux

II.2.2.1. les poutrelles

Définition : Ce sont des petites poutres sections en T et en béton armé qui reposent sur les poutres principale pour les charges et les sur charges a cu.

II.2.2.2. critère de disposition.

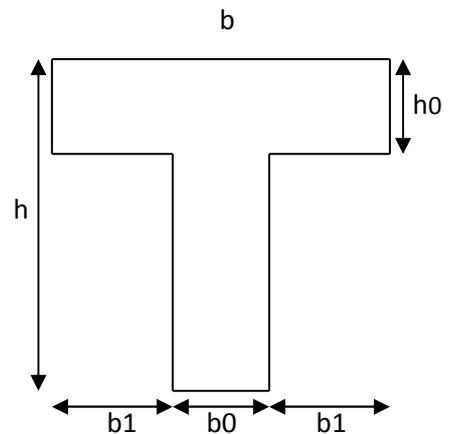
Les dispositions des poutrelles se fait selon deux critère :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de la continuité.
- ❖ Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (8 \text{ à } 14 \text{ cm})$$

On adopte : $b_0 = 10 \text{ cm.}$



$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right)$$

Avec :

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55$ cm).

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 450$ cm).

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{55}{2}, \frac{450}{10} \right)$$

On adopte $b_1 = 27,5$ cm.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b = 2 \cdot 27,5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

II.2.3. pré dimensionnement des dalles pleines

a) Critère de résistance

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \text{ Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \text{ Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \text{ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

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

b) Critère de coupe-feu

$e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu (BAEL91).

$e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

$e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coup feu (BAEL91).

II.2.3.1. dalle plein balcon.

✓ Dalle sur 3 appuis :

$$L_x = 145 \text{ cm} \quad L_y = 250 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 3.22 \text{ cm} \leq e \leq 3.625 \text{ cm}$$

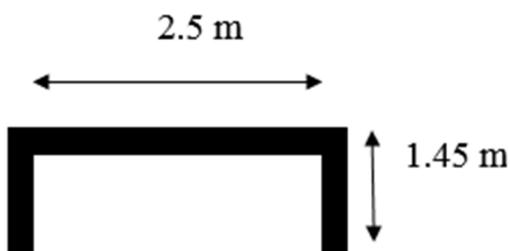


Figure .II.3 : dalle plein sur 3 appuis

$$L_x = 145 \text{ cm} \quad L_y = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \implies 3.22 \text{ cm} \leq e \leq 3.625 \text{ cm}$$

2.4 m



Figure .II.4 : dalle plein sur 3 appuis

II.2.3.2 Dalles pleines dans les planchers

✓ Dalle sur 3 appuis :

$$L_x = 145 \text{ cm} \quad L_y = 619 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \implies 3.22 \text{ cm} \leq e \leq 3.625 \text{ cm}$$

6,19m

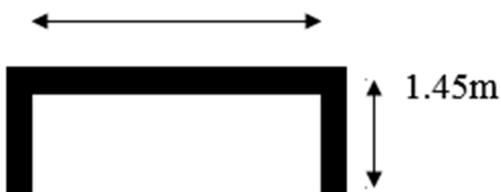


Figure .II.5 :dalle plein sur 3 appuis

$$L_x = 145 \text{ cm} \quad L_y = 565 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \implies 3.22 \text{ cm} \leq e \leq 3.625 \text{ cm}$$

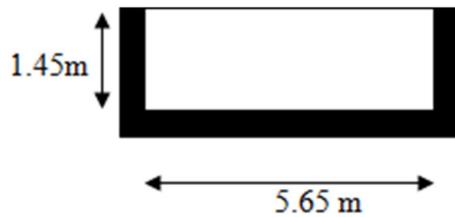


Figure. II.6 : dalle plein sur 3 appuis

$$L_x = 145 \text{ cm} \quad L_y = 570 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 3.22 \text{ cm} \leq e \leq 3.625 \text{ cm}$$

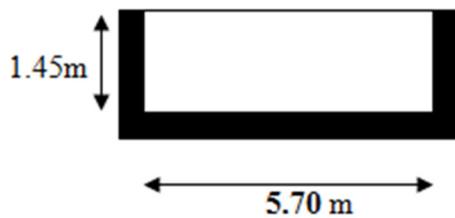


Figure.II.7 : dalle plein sur 3 appuis

$$L_x = 145 \text{ cm} \quad L_y = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 3.22 \text{ cm} \leq e \leq 3.625 \text{ cm}$$

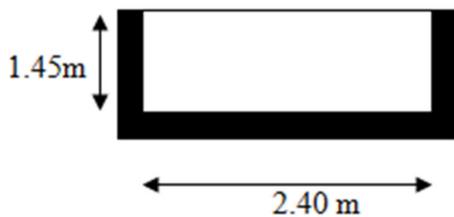


Figure. II.8 : dalle plein sur 3 appuis

Dans l'ensemble des dalles pleines on opte $e=14\text{cm}$.

II.3.prédimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé a ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis.

II.3.1 Les poutres principales :

Le pré dimensionnement des poutres de section rectangulaire courantes se fait en respectant la condition du CBA 93 suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{max} = 646$ m)

D'où :
$$\frac{646}{15} \leq h_t \leq \frac{646}{10}$$

Donc : $43.06 \leq h_t \leq 64.6$ soit $h_t = 45$ cm et $b = 30$ cm

➤ **Vérification :**

On doit vérifie les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20$ cm.....c'est vérifiée.
- ✓ $h_t \geq 30$ cm.....c'est vérifiée.
- ✓ $(\frac{h_t}{b}) = (\frac{45}{30}) = 1,5 \leq 4$ c'est vérifiée.

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

- ❖ **h = 45 cm**
- ❖ **b = 30cm**

II.3.2 Les poutres secondaires :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

D'où : $\frac{450}{15} \leq h_t \leq \frac{450}{10}$ Donc $30 \leq h_t \leq 45$

Soit : **$h_t = 40$ cm et $b = 30$ cm**

➤ **Vérification :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes :

- ✓ $b \geq 20$ cm.....c'est vérifiée.
- ✓ $h_t \geq 30$ cm.....c'est vérifiée.

$$\checkmark \left(\frac{h_t}{b}\right) = \left(\frac{40}{30}\right) = 1.333 \leq 4 \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée.}$$

Ces conditions sont vérifiées, donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

- ❖ **h = 40cm**
- ❖ **b = 30 cm**

II.4. Les voiles

Le Pré dimensionnement des voiles se fera d'après le RPA 99 (article 7.7.1). Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement sont :

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme, choc, vent.

Selon le RPA 99 (article 7.7.1) le pré dimensionnement des voiles est :

L'épaisseur minimale du voile (e_{min}) est de 15cm

$$e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq 13,63cm \quad (\text{conditions de rigidité aux extrémités}).$$

$$e \geq \max \left(e_{min} ; \frac{h_e}{22} \right)$$

On a:

$$h_e = 3,06 \text{ m pour étage 2 à 7 .}$$

$$h_e = 3.5 \text{ m pour sous sol et R.D.C.}$$

$$h_e = 3,00\text{m pour 1}^{er}\text{étage.}$$

D'où :

$$e \geq \frac{306}{22} = 13,9cm. \quad (\text{étage 2 à 7}).$$

$$e \geq \frac{350}{22} = 15,90cm. (\text{sous sol et RDC}).$$

$$e \geq \frac{300}{22} = 13,63cm. \quad (1^{er}\text{étage}).$$

On adopte :

$$e = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour étage 2 à 7 .}$$

$$e = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ pour sous sol et RDC}$$

$$e = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Pour 1}^{er}\text{ étage .}$$

II.5. L'acrotère:

L'acrotère est l'élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif 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 pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p

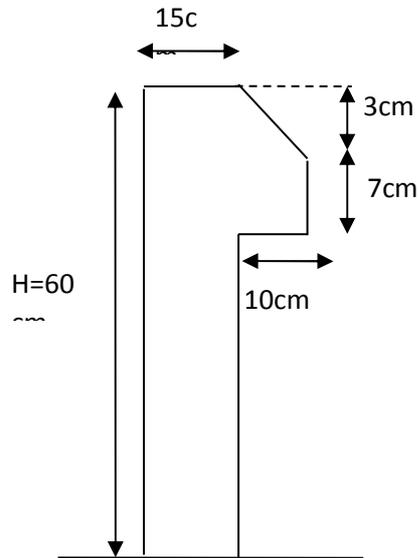


Figure II.9 : l'acrotère

Tableau. II.1 : Charge permanente revenant à l'acrotère.

Désignation des éléments	Epaisseur(cm)	Surface(m ²)	Densité(KN/m ³)	Poids(KN/ml)
Poids propres de l'acrotère	15	0.0985	25	2.624
Enduit de ciment intérieur	2	0.012	20	0.24
Enduit de ciment extérieur	2	0.09	20	0.18
Charge permanente totale	G=3.044KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

II.6. Prédimensionnement des escaliers

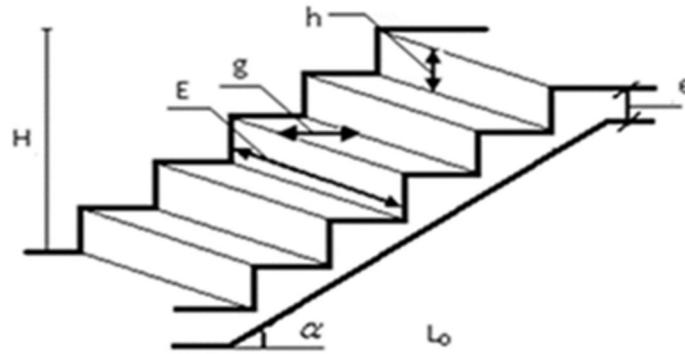


Figure. II.10 : schémas d'escalier

L'escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

- Type 1 d'escalier (étage courant)

Pour la première volée

$$59 < 2h+g < 66.$$

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} & n : \text{nombre de contre marche.} \\ g = \frac{L}{n-1} & H : \text{hauteur de la volée.} \\ & L : \text{longueur de la volée.} \end{cases}$$

Soit :

$$H = 153\text{cm.} \quad L = 240\text{cm.} \quad L_p = 230\text{cm}$$

On remplace dans l'équation

$$\Rightarrow 0.64n^2 - 6.28n + 2.72 = 0$$

Après la résolution, on trouve : $n = 9$ contres marches, $n-1=8$ nombres de marche

$$\begin{cases} D'où : & h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.} \\ g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm.} & \end{cases}$$

$$\text{tg}(\alpha) = H/L_0 = 2.40/\cos(32.52)$$

$$L = L_0/\cos \alpha = 2.84\text{m}$$

Epaisseur de la paillasse

$$\frac{240+230}{30} < e < \frac{240+230}{20}$$

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

Les mêmes dimensionne pour la deuxième volée.

Escalier de Rdc :

❖ Pour la première volée

Soit :

$$H = 170\text{cm.} \qquad L = 285\text{cm.} \qquad L_p=160\text{cm}$$

On remplace dans l'équation (2)

Après la résolution, on trouve : $n = 10$ contres marches, $n-1=9$ nombres de marche

$$\left. \begin{array}{l} \text{D'où :} \\ g = \frac{L}{n-1} = 31.66 \text{ cm.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.} \\ \text{tg}(\alpha) = H/L_0 = 30.81 \end{array}$$

$$L = L_0 / \cos \alpha = 3.31\text{m}$$

$$\frac{160+285}{30} < e < \frac{160+285}{20}$$

$$14.83 < e < 22.25$$

$$e = 16 \text{ cm}$$

❖ Pour le deuxième volée

Soit :

$$H = 180\text{cm.} \qquad L = 285\text{cm.} \qquad L_p=160\text{cm}$$

On remplace dans l'équation (2)

Après la résolution, on trouve : $n = 10$ contres marches, $n-1=9$ nombres de marche

$$\left. \begin{array}{l} \text{D'où :} \\ g = \frac{L}{n-1} = 31.66 \text{ cm.} \end{array} \right\} \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = 17 \text{ cm.} \\ \text{tg}(\alpha) = H/L_0 = 33.687^\circ \end{array}$$

$$L = L_0 / \cos \alpha = 3.244$$

$$\frac{160+285}{30} < e < \frac{160+285}{20}$$

$$14.83 < e < 22.25$$

$$e = 16 \text{ cm}$$

❖ **Poutre palière**

La poutre palière elle supportant la paillasse d'un escalier

$$\frac{l}{15} < h < \frac{l}{10}$$

$$h = 320 - 50 = 270 \text{ cm}$$

$$\frac{270}{15} < h < \frac{270}{10}$$

$$18 < h < 27$$

On opte $h = 25 \text{ cm}$, $b = 25 \text{ cm}$

$h \leq 30 \text{ cm}$ n'est pas vérifié

$b > 20 \text{ cm}$

$h/b = 1 < 4$

En augmentant le h on opte pour $h = 30 \text{ cm}$

Poutre porteuse

$$\frac{l}{15} < h < \frac{l}{10}$$

$$h = 615 - 50 = 565 \text{ cm}$$

$$\frac{565}{15} < h < \frac{565}{10}$$

$$37.66 < h < 56.5$$

On opte $h = 40 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$

$b \geq 20 \text{ cm}$

$h \geq 30 \text{ cm}$

$h/b = 1.33 < 4$

II.7. Evaluation des charges et surcharges:

Plancher terrasse inaccessible :

Tableau .II.2 : évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

	Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Graviers roulés de protection	4	20	0.8
2	Étanchéité multicouche	2	/	0,12
3	Forme de pente (15%)	7	22	1,54
4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5	Enduit en ciment	2	18	0,36

Plancher à corps creux	(16+4)	/	2,85
Charge permanente totale			G = 5.83
Surcharge d'exploitation			Q = 1,00

Plancher étage courant :

Tableau. II.3: évaluation des charges du plancher étage courant

	Désignation des éléments	épaisseur	Densité	Poids
1	Revêtement carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Enduit en ciment	2	20	0,2
	Dalle en corps creux	(16+4)	/	2,85
	Cloison de séparation	10	10	1
Charge permanente totale				G = 5,21
Surcharge d'exploitation				Q = 1,5

- **Dalle plein dans le Plancher**

Tableau. II.4 : Evaluation des charges dans les dalles pleines

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.14	3.75
Enduit en plâtre	0.02	0.1
La charge permanente		G=5.15 KN/m²
La charge d'exploitation		Q=1.5KN/m²

- **Balcon :**

Tableau. II.5 : Evaluation des charges dans les dalles pleines (balcon)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.14	3
Enduit en plâtre	0.02	0.2
La charge permanente		G=4.4 KN/m²
La charge d'exploitation		Q=3.5KN/m²

- Cloisons extérieures :

Tableau. II.6 : Évaluation des charges des cloisons extérieures

Désignation des éléments	Épaisseur(cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	10	9	0,9
Brique creuse	15	9	1,35
Enduit extérieur en ciment	2	18	0,36
Enduit intérieur en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale			G = 2,81

- Les escaliers :

- Palier :

Tableau. II.7 : Evaluation des charges de palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
<i>Carrelage</i>	0.02	0.44
<i>Mortier de pose</i>	0.02	0.4
<i>Lit de sable</i>	0.02	0.36
<i>Palier</i>	0.20	5
<i>Enduit de ciment</i>	0.02	0.28
<i>La charge permanente</i>		G=6.48 KN/m²
<i>La charge d'exploitation de l'escalier</i>		Q=2.5KN/m²

- Volée :

Tableau. II.8 : Evaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontale + vertical	0.03	0.69
Mortier de pose horizontale	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	0.02	0.4
Marche	0.17/2	1.87
Paillasse	0.2/cos(32.51)	5.93
Enduit de ciment	0.02	0.36

La charge permanente	$G=9.65\text{KN/m}^2$
La charge d'exploitation	$Q=2.5\text{ KN/m}^2$

- **Les voiles :**

Tableau. II.9 : Evaluation des charges des voiles.

Désignation	Poids volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Charge (KN/m^2)
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Mur de refend en Béton armé	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
<i>La charge permanente</i>			$G= 4.08\text{ KN/m}^2$

II.8 . Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé verticaux destinée a reprendre et transmettre les sollicitation au fondation

- Le prédimensionnement de poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à ELU, toutes vérifications les deux conditions suivantes :
 - ✦ Stabilité De forme (flambement).
 - ✦ Résistance à la compression.
 - ✦ On adopte préalablement aux sections des poteaux comme suit :
 - Sous-sol,RDC et 1 étage $(5*h)=(40*40)$.
 - 2 ,3 et 4 étage $(5*h)=(35*35)$.
 - 5, 6et 7 étage $(5*h)=(30*30)$.

II.9 Descente de charges :

Afin d'assures la résistance et la stabilité de l'ouvrage, ils nécessaire de distribuer respectivement les charge et surcharges revenant à chaque élément de la structure.

Pour la dirent de charge l'évaluation des charges revenant à chaque élément on aura a considérer :

- Le poids propre des éléments.
- La charge supporter sur le plancher.
- La charge des cloisons qui lui revient.
- Le poids des éléments secondaire.
- La descente de charge se fait du niveau le plus haut ver le niveau le plus bas sont les fondations.
- **La loi de dégression :**

Soit Q_0, Q_1, Q_n sont des charges d'exploitation respectivement du plancher d'étape Q_0 chaque niveaux est déterminé comme suite

- Sous la terrasse : Q_0
 - Sous le dernier étage : Q_0+Q_1
 - Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$
 - Sur l'étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2+ Q_3)$
- Pour $n > 5$ $Q_0+ (3+n)/2 *n (Q_1+.....Q_n)$

❖ La descente de charge sur le poteau= D1

$S_1=3.055 \text{ m}^2$

$S_2=1.885 \text{ m}^2$

$S_3=2.1025 \text{ m}^2$

$S_4=3.4075 \text{ m}^2$

✓ **Plancher terrasse inaccessible :**

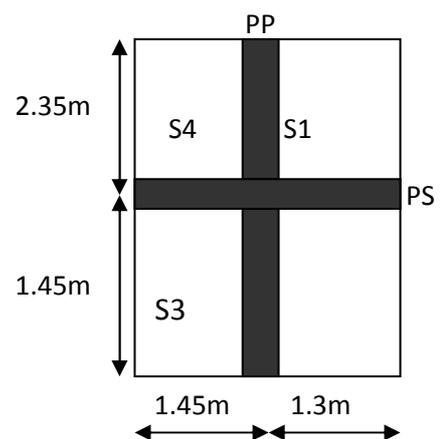
$G=6.4625*5.83+1.885*4.4+2.1025*5.15=56.79\text{KN.}$

$Q=6.4625+1.885*1.5+2.1025*3.5=16.61\text{KN.}$

✓ **Plancher étage courant :**

$G=3.055*5.21+3.4075*9.65+2.1025*5.15+1.885*4.4=67.92\text{KN.}$

$Q=3.055*1.5+1.885*1.5+2.1025*3.5=23.28\text{KN.}$



✓ **Les poutres :**

$$G_{pp} = 25 * 0.45 * 0.3 * (1.3 + 1.45) = 9.28 \text{ KN.}$$

$$G_{ps} = 25 * 0.4 * 0.3 * (1.45 + 2.35) = 11.4 \text{ KN.}$$

✓ **Poids des poutres :**

Sous sol , Rdc poteaux (40*40)cm²

$$P = 0.40 * 0.4 * 25 * 3.5 = 14 \text{ KN.}$$

Poteau 1^{er} étage :

$$P = 0.40 * 0.40 * 25 * 3 = 12 \text{ KN.}$$

2^{er} , 3^{er} et 4^{er} étage :

$$P = 0.35 * 0.35 * 25 * 3.06 = 9.37 \text{ KN.}$$

5^{er}, 6^{er} et 7^{er} étage :

$$P = 0.30 * 0.3 * 3.06 * 25 = 6.885 \text{ KN.}$$

Tableau. II.10 : Les charges revenant au poteau D1

Niveau	Eléments	G (kN)	Q (kN)
N9	Plancher terrasse inaccessible	56.79	20.11 Q ₀
	Poutres principales	9.28	
	Poteaux secondaires	11.4	
	Poteaux 30*30	6.885	
	Dalle plein	7.656	
	Σ	92.011	
N8	Venant de N9	92.011	Q ₁ +Q ₂ =26.78+20.11 =46.83
	P.E.C	67.92	
	P.P	9.28	
	P.S	11.4	
	POT 30*30	6.885	
	D.P	7.656	
	Σ	195.152	
N7	Venant N8	195.152	70.99
	P.E.C	67.92	
	P.P	9.28	
	P.S	11.4	
	POT 30*30	6.885	
	D.P	7.656	
	Σ	298.293	

N6	Venant N7	298.293	92.416
	P.E.C	67.92	
	P.P	9.28	
	P.S	11.4	
	POT 30*30	6.885	
	DP	7.656	
	Σ	403.919	
N5	Venant N6	403.919	111.164
	P.E.C	67.92	
	P.P	9.28	
	P.S	11.4	
	POT 35*35	9.37	
	D.P	7.656	
	Σ	509.54	
N4	Venant N5	506.859	127.23
	P.E.C	67.92	
	P.P	9.28	
	P.S	11.4	
	POT 35*35	9.37	
	D.P	7.656	
	Σ	615.171	
N3	Venant N4	615.171	141.62
	P.E.C	67.92	
	P.P	9.28	
	p.S	11.4	
	POT 45*45	12	
	D.P	7.656	
	Σ	723.427	
N2	VENANT N3	723.427	193.87
	P.E.C	67.92	
	P.P	9.28	
	P.S	11.4	
	POT 45*45	12	
	D.P	7.656	
	Σ	831.683	

N1	Venant N2	829.514	
	P.E.C	67.92	
	P.P	9.28	
	P.S	11.4	
	POT 45*45	14	
	D.P	7.656	
	Σ	941.932	219.995

$$Nu=1.35G+1.5Q$$

$$Nu=1601.60 \text{ KN}$$

- La descente de charge pour B₂

Tableau. II.11 : Les charges revenant au poteau B2

Niveau	Eléments	G (kN)	Q (kN)
N9	Plancher terrasse inaccessible	76.72	
	Poutres principales	9.4	
	Poteaux secondaires	14.1	13.16
	Poteaux 30*30	6.885	
	Σ	107.155	
N8	Venant de N9	107.155	
	P.E.C	68.66	
	P.P	9.4	
	P.S	14.1	
	POT 30*30	6.885	Q ₁ +Q ₂ =13.16+19.7 =32.9
	Σ	206.20	
N7	Venant N8	206.20	
	P.E.C	68.66	
	P.P	9.4	
	P.S	14.1	
	POT 30*30	6.885	50.66
	Σ	305.24	

N6	Venant N7	305.24	66.45
	P.E.C	68.66	
	P.P	9.4	
	P.S	14.1	
	POT 30*30	9.37	
	Σ	406.77	
N5	Venant N6	406.77	80.276
	P.E.C	68.66	
	P.P	9.4	
	P.S	14.1	
	POT 35*35	9.37	
	Σ	508.3	
N4	Venant N5	508.3	109.22
	P.E.C	68.66	
	P.P	9.4	
	P.S	14.1	
	POT 35*35	9.37	
	Σ	609.83	
N3	Venant N4	609.83	101.99
	P.E.C	68.66	
	P.P	9.4	
	p.S	14.1	
	POT 40*40	12	
	Σ	713.99	
N2	VENANT N3 P.E.C		167.79
	P.P	713.99	
	P.S	68.66	
		9.4	
	POT 40*40	14.1	
	Σ	823.96	
N1	Venant N2	829.514	200.69
	P.E.C	68.66	
	P.P	9.4	

	P.S	14.1	
	POT 40*40	14	
	Σ	933.2	200.69

$$Nu=1.35G+1.5Q$$

$$Nu=1560.855 \text{ KN}$$

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité ; on a trouvé que le poteau A4 est le plus sollicité.

Selon le **CBA93 (art .13.8.1.1)** on doit majorer l'effort Nu comme suit :

10% poteau intermédiaires voisine de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées 15%, poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées dans notre cas c'est une structure à plus de 2 travées, donc l'effort Nu doit être majoré de 10%.

$$Nu=(1.35G+1.5Q) =1601.60 \text{ KN}$$

$$Nu=1.1 \times Nu^* = (1.1 \times 1601.60)$$

$$Nu= 1761.76 \text{ KN}$$

II.10. Vérification

- **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité** On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B} \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec B: section du béton

$$B \geq Nu / (0.6 * f_{c28}) \square B_{calculé} = 1761.76 * 10^{-3} / 14.2$$

$$B \geq 0.124$$

$$\text{On a } B = 0.4 * 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$$

Donc $B = 0.16 > 0.125$c'est vérifié.

Tableau. II.12 :Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveau	Nu	Section	Condition B >B calculé	Observation
--------	----	---------	------------------------	-------------

			B	B_{calculé}	
Sous sol, RDC et 1 étage	1761.76	40*40	0.16	0.124	vérifier
Etage 2,3 et 4	1123.45	35*35	0.1225	0.079	Vérifier
Etage 5,6 , et 7	560.098	30*30	0.09	0.039	Vérifier

• **Vérification de flambement**

D’après le (CBA93), on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br * f_{c28}}{(0.9 \gamma_b) + (As * f_e) / \gamma_s} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA93 (art.B.8.2.1)}$$

Br : section réduite du béton ; As :

section des armatures ; γ_b : coefficient

de sécurité de béton ; γ_s : coefficient de

sécurité des aciers ; α : coefficient en

fonction de l’élancement λ .

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

Tell que : l_f / i avec $i = \sqrt{I / B}$

$$L_f = 0.7 * l_0$$

l_0 : hauteur libre poteau =(hauteur d’étage -hauteur de pitre principale)

Tableau. II.13 : Vérification au flambement

Niveaux	Nu (KN)	l_0 (m)	l_f (m)	Λ	α	Br calculé(m ²)	Br adopté(m ²)	Observation
sous sol et RDC	1761.76	3.5	2.45	21.21	0.79	0.102	0.14	Vérifier
1 ^{er} étage	1307.96	3	2.1	18.18	0.80	0.074	0.14	Vérifier

2 ,3, et 4 étage	1123.45	3.06	2.142	21.18	0.79	0.064	0.10	Vérifier
5,6,et 7 étage	560.098	3.05	2.142	24.73	0.77	0.033	0.07	Vérifier

Vérification des conditions de RPA

Min (b,h) ≥ 25cm.....(1)

Min (b,h) ≥ h_e/20.....(2)

1/4 ≤ b/h ≤ 4.....(3)

Le tableau suivant résume la vérification du RPA pour les différents poteaux

Tableau. II.14 : Vérification des conditions de RPA.

Niveau	Section	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)	Observation
Sous-sol, RDC Et 1 étage	40*40	40 ≥ 25	40 ≥ 17.5	1/4 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier
Etage 2,3 et 4	35*35	35 ≥ 25	35 ≥ 15	1/4 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier
Etage 5,6 et 7	30*30	30 ≥ 25	30 ≥ 15	1/4 ≤ 1 ≤ 4	Vérifier

II.11 Conclusion :

Après que nous avons fini le prédimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fini toutes les vérifications nécessaires nous avons adopté les sections suivantes

- ✚ Poutre principale : 30*45 cm²
- ✚ Poutre secondaire : 30*40cm²
- ✚ Poteau sous-sol, RDC et 1^{er} étage :40*40 cm²
- ✚ Poteau 2^{er},3^{er} et 4^{er} étage : 35*35 cm²
- ✚ Poteau 5^{er},6^{er} et 7^{er} :30*30 cm²

Chapitre III

Calcul des éléments

secondaire

III .Introduction :

Dans une construction des éléments principaux et des éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère et en fin l'ascenseur. Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul les sollicitations les plus défavorable puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en respectant les réglementations et recommandations en vigueur.

III.1. Calcul des planchers

III.1.1 Introduction

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents niveaux, 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.

III.1.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

III .1.2.1 Méthodes de calcul :

Les deux méthodes utilisées pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

a. Méthode forfaitaire :

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées.

1. Surcharges d'exploitations modérées $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
2. Moment d'inertie est le même dans toutes les travées.

3. Les portées successives sont dans le rapport compris entre 0,8 et 1,25.
4. La fissuration est peu nuisible (F.P.N).

Exposition de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

Moment sur appuis :

- **Appuis de rive** : les moments sont nuls cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15M_0)$.
- **Appuis intermédiaires** :

Poutres à deux travées :

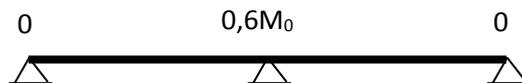


Figure. III.1 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

Les moments sont de l'ordre de $(-0,6M_0)$

Poutres à plus de deux travées :

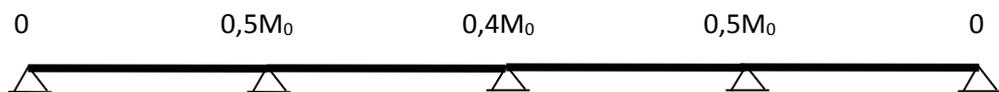


Figure. III.2 Diagramme des moments des appuis pour une poutre a plus de à travées

Ces moments sont de l'ordre de : $(-0.5M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive.

$(-0,4M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \cdot L_i^2}{8}$$

➤ **Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0 \\ 1,05 \cdot M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

➤ **Evaluation des efforts tranchant :**

Les efforts tranchants sont évalués en appliquant une des deux méthodes suivantes :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.
- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

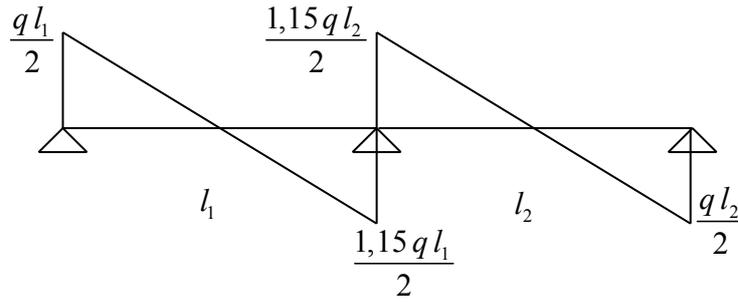


Figure.III.3 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées

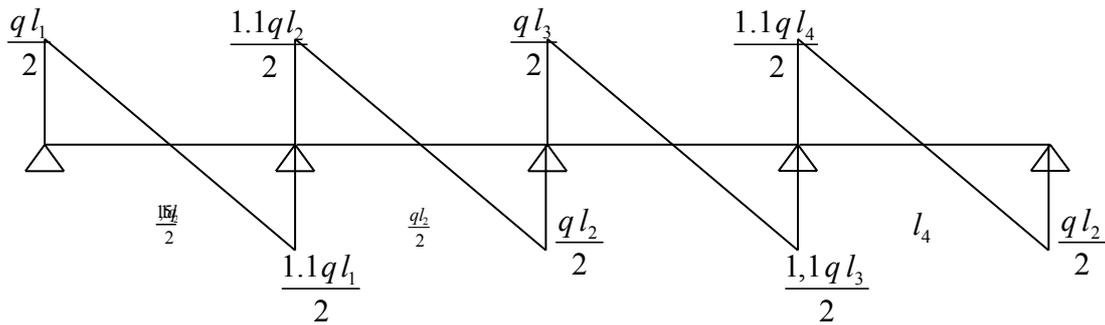


Figure.III.4 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées

b. Méthode de Caquot :

Condition d'application :

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquée pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

Principe de la méthode :

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

➤ **Moment en appuis :**

$$M_i = \frac{q_g L_g^3 + q_d L_d^3}{8,5(L'_g + L'_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

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

➤ **Moment en travée :**

Les moments en travée sont calculés par les méthodes de RDM en isolant la travée considérée

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x)$$

$$\text{Avec : } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

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

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

Avec : M_i : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_{i-1} : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

l_i : portée de la travée.

III.1.2.2. Les différents types des poutrelles :

Dans le cas de notre projet on a 2 types de poutrelles :

Type 01 : poutrelles sur 2 appuis pour les étages de service et de commerce habitation et terrasse.



Figure. III.5 : schémas statique du 1^{ère} type de poutrelle

Type 02 : poutrelles sur 3 appuis pour les étages service et commerce habitation et terrasse.



Figure. III .6 : schémas statique du 2^{ème} type de poutrelle

III.1.2.3. Calcul des sollicitations :

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemples les poutrelles type 01 et 02 du plancher terrasse inaccessible.

➤ Exemple de calcul pour la terrasse inaccessible :

➤ Poutrelle type 01

- $G = 5.83 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

A L`ELU

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times b = (1,35 \times 5.83 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,09 \text{ KN/ml}$$

A L`ELS

$$q_s = (G + Q) \times b = (5.83 + 1) \times 0,65 = 4.44 \text{ KN/ml}$$

Avec b : entre axe de deux poutrelles successives.

Vérification des conditions d'application de La méthode forfaitaire :

- $Q=1.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.83 ; 5 \text{ KN/m}^2)$vérifié.
- Les moments d'inertie sont constants dans toutes les travées.....vérifié.
- $5/5=1$vérifié.
- La fissuration est peu nuisiblevérifié.

Les conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

❖ Calcul des sollicitations**➤ Calcul des moments isostatiques :****A L'ELU**

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = 19.034\text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC: } M_{02} = \frac{q_u L^2}{8} = 19.034\text{KN.m}$$

A L'ELS

$$\text{Travée AB : } M_{01} = 13.875\text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = 13.875\text{KN.m}$$

➤ En appuis**Appuis de rive :**

$$M_A = M_C = 0$$

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des armatures de fissuration équilibrant un moment fictif $M = -0.15 \times M_0$

A L'ELU

$$M_A = M_C = -0.15 \times 19.034 = -2.855\text{KN.m}$$

A Γ ELS

$$M_A = M_C = -0.15 \times 13.875 = -2.081 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaire :**A L`ELU**

$$M_B = -0.6 \times 19.034 = -11.42 \text{ KN.m}$$

A Γ ELS

$$M_B = -0.6 \times 13.875 = -8.325 \text{ KN.m}$$

➤ Moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.146$$

$$1.2 + 0.3\alpha = 1.243$$

Puisque dans cet exemple on a des travées de même longueur après l'application numérique on aurait

A Γ ELU

$$M_{tAB} = M_{tBC} \geq 14.276 \text{ KN.m}$$

A Γ ELS

$$M_{tAB} = M_{tBC} \geq 10.406 \text{ KN.m}$$

➤ Les efforts tranchants :**Travée AB :**

$$V_A = q \times l/2 = 15.228 \text{ KN.}$$

$$V_B = 1.15 q \times l/2 = 17.812 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = -1.15 q \times l/2 = -17.812 \text{KN}$$

$$V_A = q \times l/2 = 15.228 \text{KN}$$

De même les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher étage courant type 01 sont résumé dans le tableau suivant :

$$G = 5.21 \text{KN/m} \quad Q = 1.5 \text{KN/m}$$

Tableau. III.1 : sollicitations des poutrelles du plancher étage courant (type 01)

Type 01	Travée	L (m)	qu(KN/m)	Mo(KN.m)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					Mg	Ma		Vg	Va
ELU	A-B	5.00	6.034	18.856	-2.828	- 11.314	14.466	15.08	-
	B-C	5.00	6.034	18.856	-11.31	-2.828	14.466		17.34
ELS	A-B	5.00	4.361	13.631	-2.045	-8.179	10.458	17.34	-
	B-C	5.00	4.361	13.631	-8.179	-2.045	10.458		15.08

De même les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher étage courant type 01 sont résumé dans le tableau suivant :

$$G = 5.21 \text{KN/m} \quad Q = 5 \text{KN/m}$$

Tableau. III.2 : Sollicitations des poutrelles du plancher RDC (type 01)

Type 01	Travée	L (m)	qu(KN/m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appuis (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	A-B	5.00	9.44	18.425	-2.763	- 11.314	15.606	17.477	- 21.456
	B-C	5.00	9.44	18.425	-11.05	-2.763	15.606		
ELS	A-B	5.00	6.636	12.944	-1.942	-7.766	10.964	21.456	- 17.477
	B-C	5.00	6.636	12.944	-7.766	-1.92	10.964	21.456	

➤ Poutrelle Type 2 :



Figure. III .7 : Schéma statique de poutrelle (type 2)

1. Vérification des conditions d’application de La méthode forfaitaire :

- $Q=1.5\text{KN/m}^2 \leq \min (2 \times 5.83 ; 5 \text{ KN/m}^2)$vérifié.
- Les moments d’inertie sont constants dans toutes les travées.....vérifié.

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = 5/3.055 = 1.6 \dots\dots\dots n'est pas vérifié.$$

- La fissuration est peu nuisible.....vérifié.

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3eme condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée. En remplace G par dans le calcul des moments aux appuis.

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

Aux niveaux d'appuis de r rives

$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$ mais le BAEL exige des aciers de fissure

$$M_A = M_D = -0.15 M_0 \quad \text{AVEC } M_0 = q_u \times l^2 / 8$$

$$M_A = M_D = -2.28 \text{ KN.m}$$

$$5.83 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G' = 2/3 G = 3.88 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times b = (1.35 \times 3.88 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 4.379 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times b = (3.88 + 1) \times 0.65 = 4.439 \text{ KN/ml}$$

$$M_i = -\frac{P_u \times (l'_g + l'_d)}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Appuis B

$$q_g = q_d = q'$$

$$l'_g = 5.00 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 \times 3.055 = 2.044 \text{ m}$$

$$\text{ELU} \quad M_B = -9.677 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad M_B = -7.007 \text{ KN.m}$$

Appuis C

$$l_g = 2.044m$$

$$l_d = 3.055m$$

$$\text{ELU} \quad M_C = -4.045 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} \quad M_C = -2.925 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments en travées

$$G = 5.83 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x)$$

$$\text{Avec : } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB

$$x = \frac{5}{2} - \frac{9.677}{6.090 \times 5.00} = 2.182m$$

$$M_0(x) = \frac{6.090 \times 2.182}{2} \times (5 - 2.182) = 18.723 \text{ KN.m}$$

A L'ELU

$$M(x) = 18.723 + (-9.665 \times \frac{2.182}{5}) = 14.50 \text{ KN.m}$$

A L'ELS

$$M(x) = 10.593 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$x = \frac{3.055}{2} - \frac{-9.677 - (-4.15)}{6.090 \times 3.055} = 1.83m$$

$$M_0(x) = \frac{6.090 \times 1.83}{2} \times (3.055 - 1.83) = 6.826KN.m$$

A L'ELU

$$M(x) = 6.826 - 9.677\left(1 - \frac{1.83}{3.055}\right) - 4.15 \times 1.83 / 3.055 = 0.524KN.m$$

A L'ELS

$$M(x) = 0.412KN.m$$

Travée CD

$$x = \frac{3.055}{2} - \frac{-4.15 - 0}{6.090 \times 3.055} = 1.745m$$

$$M_0(x) = \frac{6.090 \times 1.83}{2} \times (3.055 - 1.83) = 6.826KN.m$$

A L'ELU

$$M(x) = 6.940 - 4.15 \times \left(1 - \frac{1.745}{3.055}\right) = 5.227KN.m$$

A L'ELS

$$M(x) = 3.819KN.m$$

➤ Calcul des efforts tranchants

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

Travée AB

$$V_A = \frac{6.090 \times 5}{2} + \frac{-9.677 - 0}{5} = 13.289 \text{ KN}$$

$$V_B = \frac{-6.090 \times 5}{2} + \frac{-9.677 - 0}{5} = -17.16 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{6.090 \times 3.055}{2} + \frac{-4.15 + 9.677}{3.055} = 11.11 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{-6.090 \times 3.055}{2} + \frac{-4.15 + 9.677}{3.055} = -4.776 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{6.090 \times 3.055}{2} + \frac{0 + 4.15}{3.055} = 10.66 \text{ KN}$$

$$V_D = \frac{-6.090 \times 3.055}{2} + \frac{0 + 4.15}{3.055} = -7.94 \text{ KN}$$

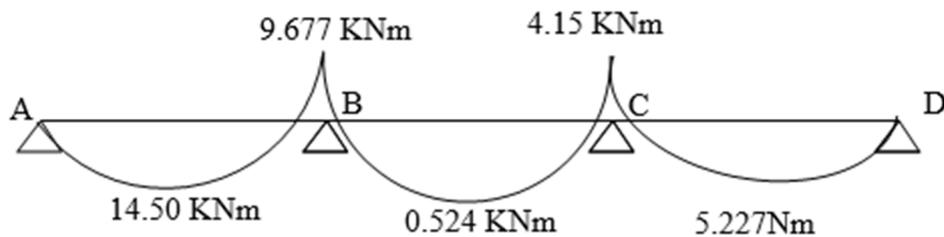
Diagramme des moments en (KN.m)

Figure. III.8: diagramme des moments de la poutrelle du plancher terrasse inaccessible (type2)

Diagramme des efforts tranchants en (KN)

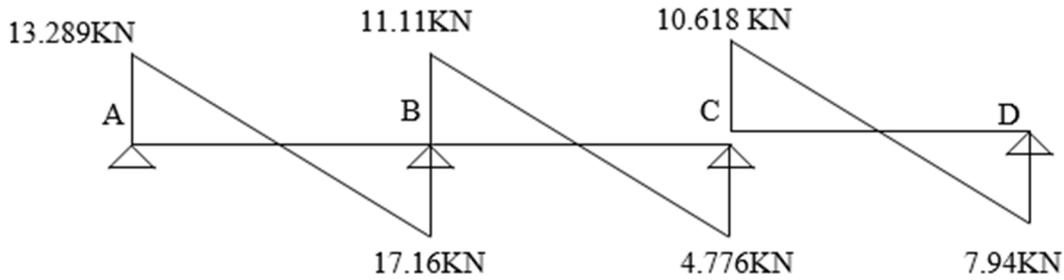


Figure.III.9 : diagramme des efforts tranchants aux appuis du plancher terrasse accessible (type 2)

Les résultats de calcul pour les poutrelles de type 2 sont résumé dans tableaux suivant :

Tableau. III .3: sollicitations des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)

Moment au appuis (KN.m)	ELU	ELS	Vu (KN)	Moment en tavee (KN.m)	X(m)	ELU	ELS
A	-2.28	-2.08	13.892	AB	2.182	14.50	10.593
B	-9.677	-7.007	11.11	BC	1.83	0.524	0.412
C	-4.15	-2.929	10.618	CD	1.745	5.227	3.819
D	-1.062	-0.55	7.94				

De même les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher à l'étage courant

Les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher à l'étage courant de type 2 sont résumé dans tableaux suivant :

$G= 5.21\text{KN/m}$

$Q=1.5\text{KN/m}$

Tableau. III .4 : Sollicitations des poutrelles à l'étage courant (type 2)

Moment au appuis (KN.m)	ELU	ELS	Vu (KN)	Moment en travée (KN.m)	X(m)	ELU	ELS
A	-1.74	-1.51	13.95	AB	2.17	14.209	10.209
B	-9.95	-7.133	17.075				
C	-4.16	-2.982	10.579	BC	1.842	0.282	0.243
				CD	1.753	5.113	3.709
D	- 0.79	-0.52	7.855				

De même les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher au RDC

Les résultats de calcul pour les poutrelles du plancher au RDC de type 2 sont résumé dans tableaux suivant :

$G= 5.21\text{KN/m}$ $Q=5\text{KN/m}$

Tableau. III .5 : sollicitations des poutrelles au RDC (type 2)

Moment au appuis (KN.m)	ELU	ELS	Vu (KN)	Moment en travée (KN.m)	X(m)	ELU	ELS
A	-3.71	-2.58	20.182	AB	2.13	21.429	15.11

B	-17.48	-12.52	27.114				
				BC	1.88	-0.776	-0.469
C	-7.308	-5.08	16.822				
				CD	1.787	-0.469	3.709
D	- 1.38	-0,96	12.038				

➤ **Récapitulatif des sollicitations maximales des différents planchers :**

Tableau. III .6 : Tableau récapitulatif des sollicitations max des différents planchers

Plancher	combinaison	$M_{int}^{max}(KN.m)$	$M_t^{max}(KN.m)$	$V^{max}(KN)$	$M_r^{max}(KN)$
Terrasse inaccessible	ELU	11.42	14.503	15.228	2.855
	ELS	8.325	10.593	15.228	2.081
Etage courant	ELU	11.314	14.466	17.348	2.828
	ELS	8.179	10.458	17.348	2.045
Etage RDC	ELU	17.48	21.429	27.114	3.71
	ELS	12.52	15.11	27.114	2.58

III .2.4 : Ferrailage des poutrelles :

Caractéristique de géométrie de la nervure

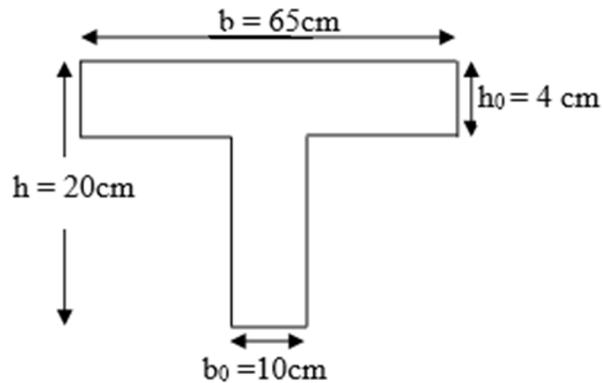


Figure. III .10: Schéma de la section de la poutrelle

Poutrelles de plancher terrasse inaccessible

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorable comme une section en T soumis à la flexion simple

Exemple de calcul plancher terrasse inaccessible :

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales

Calcul de la section d'armatures longitudinale

Ferrailage en travée

$$M_{t_{\max}} = 14.503 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 10^3 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu}$ $M_t \inf M_{tu} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.503}{65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.071 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.062$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{14.503 \times 10^{-3}}{0.18(1-0.4 \times 0.062)348} \Rightarrow A_t = 2.37 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t \geq A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA10 + 1HA12 = 2.72 cm²

Ferrailage en appuis

Appuis intermédiaires

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\text{int}}}{bd^2f_{bu}} = \frac{-11.42}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.362$$

$$A_{\text{int}} = \frac{M_{\text{int}}^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{11.42 \times 10^{-3}}{0.18(1-0.4 \times 0.362)348} \Rightarrow A_{\text{int}} = 2.131 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \Phi_{1 \min}; \frac{b_0}{10} \right] \Rightarrow \Phi_t < 0,57 \text{ cm}$$

On choisit un étrier $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

- Espacement

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

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots (2)$$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'ou

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot 400 \cdot 0,57}{10 \cdot (0,68 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1)} \Rightarrow S_t \leq 36,48 \text{ cm}$$

$$(3) S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,57 \cdot 400}{0,4 \cdot 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots\dots\dots (3)$$

En prend $s_t = 15 \text{ cm}$

Vérification à l'effort tranchant :

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min((0,13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{17,348 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,96 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \tau_u^- \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

Appuis de rive

$$A_a = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{17,348 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 0,5 \text{cm}^2.$$

$A_l = 3,22 \text{cm}^2 > 0,5 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :

$$\tau_u \leq \tau_u^- = \min(0,13 \cdot f_{c28}; 4 \text{Mpa}) = 3,25 \text{Mpa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{17.348 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.1}{2}\right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04} = 1.13 \text{MPa} < 3.25 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \Phi_{l \min}; \frac{b_0}{10} \right] \Rightarrow \Phi_t < 0,57 \text{ cm}$$

On choisit un étrier $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

En procède au ferrailage des différents types de poutrelle de la même manière que l'exemple de calcul précédent, les résultats sont présents dans le tableau suivant :

Tableau. III .7 : ferrailage des déférents types de poutrelles

	position	M ^{max} (KN.m)	μ _{bu}	α	z	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix de section (cm ²)
Etage courant	travée	14.466	0.0483	0.061	0.175	2.37	1.41	2HA10+1HA12=2.72
	Appuis rive	2.828	0.06	0.077	0.174	0.46	0.22	1HA8= 0.5
	Appuis int	11.314	0.245	0.36	0.154	2.11	0.22	1HA8+1HA16=2.51
RDC	travée	21.429	0.071	0.092	0.173	3.55	1.41	2HA12+1HA14=3.8
	Appuis rive	3.71	0.080	0.104	0.72	0.61	0.22	1HA10 = 0.79
	Appuis int	17.48	0.379	0.63	0.135	2.11	0.22	2HA12 =2.26

Vérification a l'ELS

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton

Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

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

En travée

$$As = 2.7\text{KN.m.}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$Y = 4.156\text{cm.}$$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = 7763.98\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 5.67\text{Mpa} < \sigma_{bc}^- = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

En appuis

$$As = 2.26\text{KN.m.}$$

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

$$\Rightarrow y = 3.842 \text{ cm.}$$

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

$$\Rightarrow I = 6984.25 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_b = 9.61 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La vérification à l'état de compression du béton pour les types de poutrelles les plus défavorable est résumée dans le tableau suivant :

Tableau. III .8 : vérification des états limites de compression de béton

Etage	position	M _s	A _a (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}}$		Observation
		(KN.m)				σ_b	$\overline{\sigma_{bc}}$	
Etage courant	Travée	14.466	2.7	4.155	7763.98	5.67	15	vérifiée
	Appuis rive	2.828	0.5	0.164	2389.86	0.192	15	vérifiée
	Appuis int	11.314	2.26	8.165	15073	4.43	15	vérifiée
RDC	Travée	21.429	3.8	9.717	23789.39	8.752	15	vérifiée
	Appuis rive	3.71	0.97	5.92	6618.54	3.31	15	vérifiée
	Appuis int	17.48	2.26	8.165	15073	9.468	15	vérifiée

Etat limite de déformations

Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{500} = 0.04 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

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

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Pour une portée supérieur à 5m, la flèche admissible : $l < 5m \Rightarrow F_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9cm$.

f_{gv} et f_{gi} : flèche dues aux charges permanentes total différées est instantanées respectivement.

f_{ij} : flèche dues aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons

f_{pi} : flèche dues à l'ensemble des charges appliquées (G+Q)

Evaluation des moments en travée

$M_{ser}^j = 0.75 \times \left(\frac{q_j \times l^2}{8} \right)$; Avec q_j charges permanentes avant la mise en place des cloisons.

$$M_{ser}^g = 0.75 \times \left(\frac{q_g \times l^2}{8} \right) ; \text{ Avec } q_g \text{ charges permanentes après la mise en place des cloisons.}$$

$$M_{ser}^p = 0.75 \times \left(\frac{q_p \times l^2}{8} \right) ; \text{ Avec } q_p \text{ charges permanentes et d'exploitations.}$$

$$\begin{cases} q_j = 3.85 \times 0.65 = 2.50 \text{ KN/m.} \\ q_g = 5.21 \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/m.} \\ q_p = 0.65 \times (3.38 + 1.5) = 3.176 \text{ KN/m.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^j = 5.85 \text{ KN.m.} \\ M_{ser}^g = 7.937 \text{ KN.m.} \\ M_{ser}^p = 13.71 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Propriété de la section

Moment d'inertie de la section homogène

$$A_s = 2.72 \text{ cm}^2 ; y = 8.707 \text{ cm} ; I = 5723.574 \text{ cm}^4 .$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{3} + 15 \times A_s (h/2 - d')^2 = 4594.533 \text{ cm}^4$$

$$\rho = A_s / (b_0 \times d) = 0.015$$

Calcul de E_i et E_v :

$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPA} \dots$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa} \dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} : \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = 0.4 \times \lambda_i : \text{ Déformation différée } \lambda_i = 2.84 ; \lambda_v = 1.136$$

Calcul des inerties fictives

σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considère(MPA)

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_s^j = 142.581 \text{MPa.} \\ \sigma_s^g = 193.44 \text{MPa.} \\ \sigma_s^p = 334.15 \text{MPa.} \end{cases}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\mu_s \rho + f_{t28}} ; \rho = \frac{A_s}{b \times d} .$$

$$U_f = 0.65$$

$$U_g = 0.73$$

$$U_p = 0.83$$

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Donc :

$$I_{fj} = 21528.121 \text{cm}^4 ; I_{fig} = 16445.06 \text{cm}^4 ; I_{fip} = 15053.90 \text{cm}^4 ; I_{fvg} = 27627.80 \text{cm}^2 .$$

Calcul de la flèche :

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 2.11 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} = 3.751 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = 7.078 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = 0.0115 \text{m}$$

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ij} + f_{Pi} - f_{gi} = (1.15 - 0.211 + 0.707 - 0.375) = 1.27 \text{ cm.}$$

$$\Delta_f = 1.27 \text{ cm} > 0.9 \text{ cm} \quad \mathbf{1.27 \text{ cm est sup à } 0.9 \text{ cm}}$$

La flèche n'est pas vérifiée dans ce type de poutrelle

Pour que la flèche soit vérifiée on a augmenté la section d ferrailage à la limite suivante :

En travée : 3HA12= 3.39cm²

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ij} + f_{Pi} - f_{gi} = (0.878 - 0.206 + 0.623 - 0.458) = 0.837 \text{ cm.}$$

Pour les autres types de poutrelles, les résultats sont groupés dans le tableau suivant

Tableau. III .9 : vérification des état limites de déformations

Poutrelles	I_{fij}	I_{fig}	I_{fip}	I_{fvg}	f_{ij}	f_{gi}	f_{Pi}	f_{gv}	Δ_f	f_{adm}	observation
	$\times 10^{-3} \text{ (m}^4\text{)}$				Cm						
Etage courant	0.21	0.164	0.150	0.276	0.211	0.37	0.70	1.15	1.27	0.9	Non vérifiée
RDC	0.57	0.10	0.20	0.23	1.88	0.41	0.91	0.81	1.12	0.9	Non vérifiée

La flèche n'est pas vérifier la solution adopte est augmenter la section de ferrailage comme suit :

Pour plancher étage courant

En travée 3HA12 = 3.39 cm²..... $\Delta_f = 0.837 \text{ cm} < 0.9 \text{ cm}$

Pour plancher RDC

En travée 2HA14+2HA12=5.34 cm²..... $\Delta_f = 0.862 \text{ cm} < 0.9 \text{ cm}$

Schémas de ferrailage des poutrelles

Tableau. III .10 : Schéma de ferrailage des poutrelles

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible		
	travée	
plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire

Etage courant	travée	
Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
RDC		
	travée	

III .2. Etude des dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4$ la dalle travaille selon un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho \geq 0.4$ la dalle travaille selon les deux sens.

III .2.1. Dalle sur trois appuis (balcon)

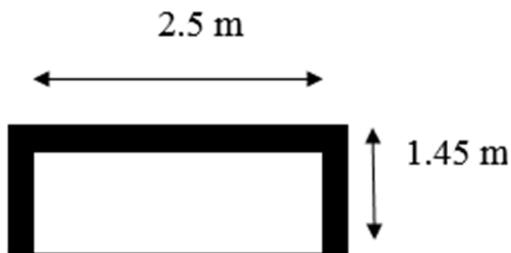


Figure. III.11 : Dalle plein (balcon)

$$l_x = 1.45m$$

$$l_y = 2.5m$$

$$1) \ l_x > \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{q_u \times l_y^2}{8} \times (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{q_u \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{q_u \times l_x^3}{24} \end{cases}$$

$$2) \ l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{q \times l_x^2 \times l}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{q \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

III .2.1.1. Calcul des sollicitations

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.58 \geq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

$$\frac{l_y}{2} = \frac{2.5}{2} = 1.25$$

On a: $G=4.4\text{KN/m}^2$; $Q=3.5\text{KN/m}^2$.

$$\text{Elu } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.19 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{els } q_s = G + Q = 7.9 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$l_x > \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{q_u \times l_y^2}{8} \times (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{q_u \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{q_u \times l_x^3}{24} \end{cases}$$

L'E.L. U

$$\begin{cases} M_x = 7.285 \text{KN.m} \\ M_y = 5.391 \text{KN.m} \end{cases}$$

en travée : $M_{t_x} = 0.85 \times M_x = 6.192 \text{KN.m}$.

$$M_{t_y} = 0.85 \times M_y = 4.582 \text{KN.m}$$

en appui : $M_{a_x} = -0.4 \times M_x = -2.914 \text{KN.m}$.

$$M_{a_y} = -0.4 \times M_y = -2.156 \text{KN.m}$$

L'E.L.S

$$\begin{cases} M_x = 5.143 \text{KN.m} \\ M_y = 3.805 \text{KN.m} \end{cases}$$

en travée : $M_{t_x} = 0.85 \times M_x = 4.371 \text{KN.m}$.

$$M_{t_y} = 0.85 \times M_y = 3.235 \text{KN.m}$$

en appui : $M_{a_x} = -0.4 \times M_x = -2.057 \text{KN.m}$.

$$M_{a_y} = -0.4 \times M_y = -1.522 \text{KN.m}$$

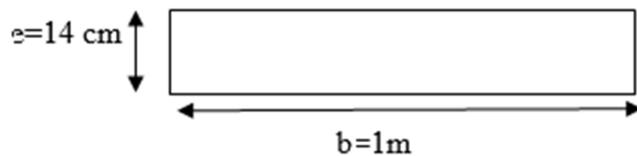
L'effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = 8.112 \text{ KN.}$$

III .2.1.2. Ferrailage

❖ Exemple de calcul

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



Section de la dalle pleine à ferraille

En travée

Sens x-x

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.192}{1 \times 0.11^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.0360 < \mu_{tu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0458$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{6.192 \times 10^{-3}}{0.14(1-0.4 \times 0.0458)348} \Rightarrow A_t = 1.66 \text{ cm}^2$$

Donc en pour une section de 4HA8=2.01cm².

La condition de non fragilité :

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

$$A_x^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_x^{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée

Sens y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.582}{1 \times 0.11^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$\mu_{bu} = 0.0266 < \mu_{lu} = 0.186$ (Pas d'armature comprimée $A'_s = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0337$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{11.63 \times 10^{-3}}{0.14(1-0.4 \times 0.0337)348} \Rightarrow A_t = 1.219 \text{ cm}^2$$

Donc en pour une section de 4HA8=2.01cm².

La condition de non fragilité :

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.914}{1 \times 0.11^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$\mu_{bu} = 0.0360 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0)$.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.0458$$

$$A_a = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{2.914 \times 10^{-3}}{0.14(1-0.4 \times 0.0458)348} \Rightarrow A_a = 0.87 \text{ cm}^2$$

$A_a = 0,87 \text{ cm}^2$.Donc en opte pour une section de 4HA8=2.01cm².

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 1.35 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.12 \end{array} \right. \quad \text{Espacement des armatures :}$$

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte St

= 16cm .

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St = 25cm$.

Vérification a l'E.L. U**L'effort tranchant**

$$V=8.112\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{8.112 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,073\text{MPa} < \tau_u^- = 0.05 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Vérification a l'E.L. S**Etat limite de compression du béton**

on doit vérifier la condition suivant

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.05 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} M_x = 5.143\text{KN.m} \\ M_y = 3.805\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{serx} = 3.805\text{KN.m} \\ M_{sery} = 3.235\text{KN.m} \end{cases}$$

Sens x-x :

$$A_x = 2.01\text{cm}^2 .$$

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

$$\Rightarrow y = 2.73\text{cm.}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = 1825.99\text{cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 5.690\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée .}$$

Sens y-y :

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 ; \quad y = 2.03 \text{ cm} ; \quad I = 1701.80 \text{ cm}^4 .$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 3.55 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée} .$$

Etat limite de déformation

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16} ; \quad 2) \frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 \times M_0} ; \quad 3) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Sens x-x :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.45} = 0.096 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.096 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.084$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0018 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105$$

La flèche selon le sens x-x est vérifié

Sens y-y :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.14}{2.5} = 0.056 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1^{ere} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

Tableau. III.11: calcul de la flèche selon y-y

	M _{SER} (KN. m)	σ _s (MPa)	I (cm ⁴)	f (cm)
f _{gi}	3.143	13.963	25980	0.00232
f _{gv}	3,143	13.963	25980	0.00698
f _{ji}	2.142	9.520	25980	0.00158

f_{pi}	5.643	25.0711	25980	0.00418
----------	-------	---------	-------	---------

$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.00726 \text{ cm} < f_{adm} = 0.5 \text{ cm}$; Donc la flèche est vérifiée

Schéma de ferrailage

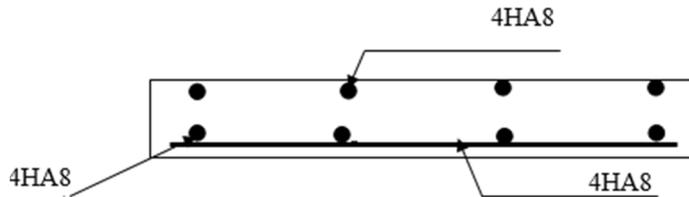


Figure.III.12 : Schéma de ferrailage de dalle plein sur 3 appuis (balcon)

III .2.3. Dalle plein sur 03 appuis (plancher) :

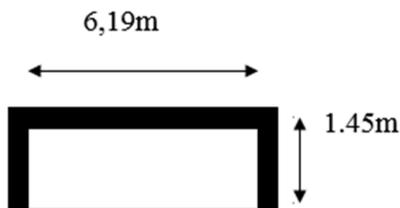


Figure. III.13 : Dalle plein (plancher)

$l_x = 1.45m$

$l_y = 6.19m$

$$\frac{l_y}{2} = \frac{1.45}{2} = 0.234 \geq l_x \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{q \times l_x^2 \times l}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \\ M_y = \frac{q \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.234 < 0.4 \Rightarrow$ La dalle dans un seul sens.

On a: $G=5.15\text{KN/m}^2$; $Q=1.5\text{KN/m}^2$.

Elu $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 9.202 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\text{els } qs = G + Q = 6.65 \text{KN} / \text{m}^2$$

III.2.3.1. Calcul des sollicitations :

L`E.L. U

$$\begin{cases} M_x = 41.17 \text{KN.m} \\ M_y = 4.675 \text{KN.m} \end{cases}$$

en travée : $Mt_x = 0.85 \times M_x = 31.99 \text{KN.m.}$

$$Mt_y = 0.85 \times M_y = 3.973 \text{KN.m.}$$

en appui: $Ma_x = -0.4 \times M_x = -16.46 \text{KN.m.}$

$$Ma_y = -0.4 \times M_y = -1.87 \text{KN.m.}$$

L`E.L.S

$$\begin{cases} M_x = 29.75 \text{KN.m} \\ M_y = 6.75 \text{KN.m} \end{cases}$$

en travée : $Mt_x = 0.85 \times M_x = 11.9 \text{KN.m.}$

$$Mt_y = 0.85 \times M_y = 5.73 \text{KN.m.}$$

en appui: $Ma_x = -0.4 \times M_x = -11.9 \text{KN.m.}$

$$Ma_y = -0.4 \times M_y = -2.7 \text{KN.m.}$$

L`effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = 7.178 \text{KN.}$$

Ferrailage

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivants :

Tableau. III.12 : Ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
Travée	x-x	31.99	0.186	0.259	0.098	9.380	7HA14=10.78
	y-y	3.973	0.023	0.029	0.108	1.057	4HA8=2.01
Appui	x-x	16.468	0.095	0.125	0.104	4.55	3HA14=4.62
	y-y	1.87	0.010	0.012	0.109	0.490	4HA8=2.01

Calcul de l’espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St = 16cm$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St = 25cm$.

La condition de non fragilité :

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

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.54cm^2 . \\ A_y^{\min} = 1.2cm^2 . \end{cases}$$

L’effort tranchant

V=7.781KN.

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{7.781 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,070MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Vérification a l E.L.S

Etat limite du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.05 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

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

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

Tableau. III .13 : vérification de la contrainte dans le béton

Sens	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)	Observation
XX	29.75	10.78	4.56	9866.59	13.7	15	vérifié
YY	6.75	2.01	2.291	2687.59	5.75	15	vérifié

La flèche

Sens x-x:

$$\frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.45} = 0.096 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.096 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.077$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0098 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 .$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

Sens y-y:

$$\frac{h}{l} = \frac{0.14}{6.19} = 0.022 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La 1^{ere} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

Tableau. III .14 : Calcul de la flèche selon y-y

	M _{SER} (KN. m)	σ _s (MPa)	I (cm ⁴)	f (cm)
f _{gi}	11.50	7.476	29600	0.00251
f _{gv}	11.50	7.476	29600	0.00755
f _{ji}	8.37	10.267	29600	0.00181
f _{pi}	14.85	13.258	29600	0.00325

$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.00648 \text{ cm} < f_{adm} = 0.0123 \text{ cm}$; Donc la flèche est vérifiée.

Schéma de ferrailage :

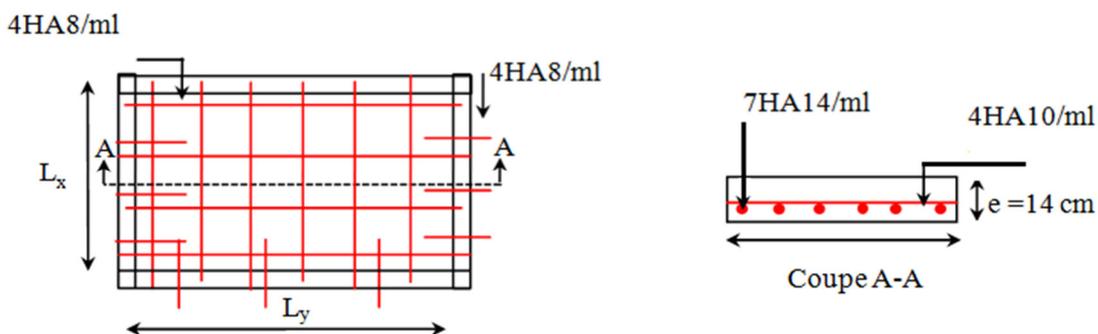


Figure.III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle plein sur trois appuis(plancher)

III .2.4 Dalle sur trois appuis (plancher)

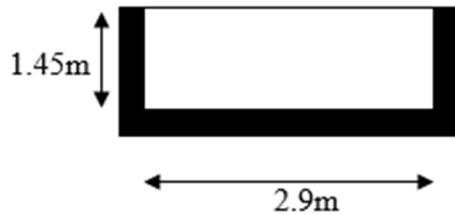


Figure. III.15 : Dalle plein (plancher)

$$l_x = 1.45m$$

$$l_y = 2.9m$$

$$\frac{l_y}{2} = \frac{2,9}{2} = 1.45 \leq l_x \Rightarrow \begin{cases} My = \frac{q_u \times l_y^2}{8} \times (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{q_u \times l_y^3}{48} \\ Mx = \frac{q_u \times l_x^3}{24} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.5 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle dans les deux sens.}$$

$$\text{On a: } G=5.15\text{KN/m}^2; Q=1.5\text{KN/m}^2.$$

$$\text{Elu } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 9.202 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{els } qs = G + Q = 6.65 \text{ KN / m}^2$$

Calcul des sollicitations

L'E.L. U

$$\begin{cases} M_x = 7.285 \text{ KN.m} \\ M_y = 5.391 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{en travée : } Mt_x = 0.85 \times M_x = 7.947 \text{ m.}$$

$$M_{t_y} = 0.85 \times M_y = 3.973 \text{ KN.m.}$$

en appui: $M_{a_x} = -0.4 \times M_x = -3.74 \text{ KN.m.}$

$$M_{a_y} = -0.4 \times M_y = -1.87 \text{ KN.m.}$$

L`E.L.S

$$\begin{cases} M_x = 6.757 \text{ KN.m} \\ M_y = 3.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

en travée : $M_{t_x} = 0.85 \times M_x = 5.743 \text{ KN.m.}$

$$M_{t_y} = 0.85 \times M_y = 2.287 \text{ KN.m.}$$

en appui: $M_{a_x} = -0.4 \times M_x = -2.702 \text{ KN.m.}$

$$M_{a_y} = -0.4 \times M_y = -1.351 \text{ KN.m.}$$

L`effort tranchant

$$V_x = 6.38 \text{ KN}$$

$$V_y = 0.797 \text{ KN.}$$

Ferraillage

Tableau. III.15 : Ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal(cm ² /ml)	Aadp(cm ² /ml)
travée	x-x	7.947	0.046	0.058	0.107	2.13	4HA10=4.52
	y-y	3.973	0.023	0.029	0.108	1.057	4HA8=2.01
appui	x-x	3.74	0.021	0.053	0.107	1.004	4HA8=4.62
	y-y	1.87	0.010	0.012	0.109	0.490	4HA8=2.01

Calcul de l'espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St = 16cm$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St = 25cm$.

Vérification a l'E.L. U**La condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.4cm^2 . \\ A_y^{\min} = 1.12cm^2 . \end{cases}$$

L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{6.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,11} = 0,058MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Vérification a l'E.L.S**Etat limite du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.05 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

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

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

Tableau. III.16 : vérification de la contrainte dans le béton

Sens	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPA)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
XX	6.743	2.26	2.56	3981.146	3.82	15	vérifié
YY	3.378	2.01	2.4	3239.37	2.5	15	vérifié

La flèche

Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{1.45} = 0.096 > \frac{1}{16} = 0.0625 .$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.096 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.085 .$$

$$3) \frac{A}{b * d} = 0.039 \geq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 .$$

La 3^{eme} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{145}{500} = 0.29cm$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0,00149 cm , \quad f_{gi} = 0.00205 cm , \quad f_{gv} = 0.00265 cm , \quad f_{pi} = 0.00616 cm .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.00527 cm < f_{adm} = 0.29 cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$1) \frac{h}{l} = \frac{0.14}{2.9} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.0625 .$$

La 1^{ere} condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

$$l \leq 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{290}{500} = 0.58cm .$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.001496 cm , \quad f_{gi} = 0.002055 cm , \quad f_{gv} = 0.002653 cm , \quad f_{pi} = 0.006166 cm .$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.00526 cm < f_{adm} = 0.58cm ; \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

Schémas de ferrailage

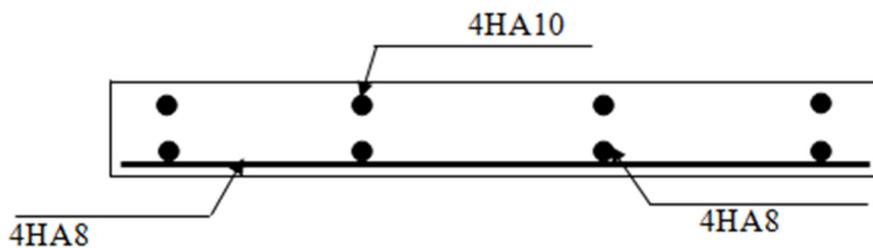


figure.III.16 : schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis

III.3. Etude des escaliers :

III.3.1. Etude de l'escalier type 1 (l'étage courant)

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

Les calculs des sollicitations se font par la méthode RDM ou par la méthode des charges équivalentes.

Notre type d'escalier est composé de :

- Un palier d'épaisseur 20 cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur 20 cm.
- Giron de 30 cm.
- Contre marche de 17 cm.

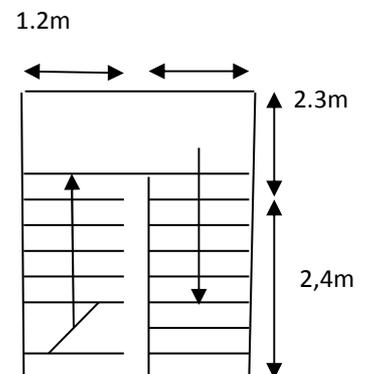


Figure. III.18 : Vue en plan de l'escalier

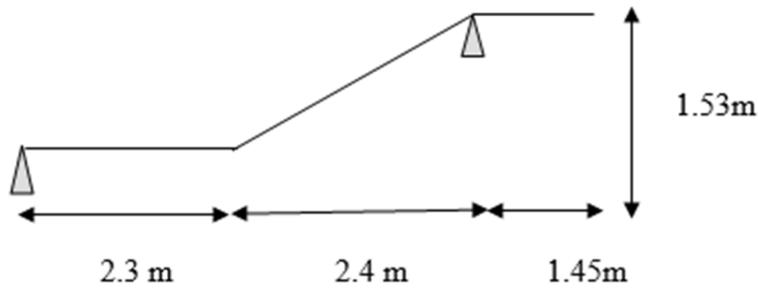


Figure. III.17 : Schémas statistique

❖ Evaluation des charges et surcharges

La volée $G_v = 9.65 \text{ KN/m}^3$ $Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^3$

Le palier $G_p = 6.48 \text{ KN/m}^3$ $Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^3$

III.3.1.1. Calcul les sollicitations

A L'ELU

Volée $q_v = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q_v = 1.35 \times 9.65 + 1.5 \times 2.5 = 16.77 \text{ KN/m}$

Palier $q_p = 1.35 \times G_p + 1.5 \times Q_p = 1.35 \times 6.48 + 1.5 \times 2.5 = 12.49 \text{ KN/m}$

Par la méthode RDM on trouve :

$R_A = 64.429 \text{ KN}$.

$R_B = 27.697 \text{ KN}$.

$M_t^{\max} = 30.68 \text{ KN.m}$

$M_a = -20.18 \text{ KN.m}$.

$V_{\text{elu}} = 27.69 \text{ KN}$.

L' E.L.S

$$Voléeq_v = G_v + Q_v = 9.65 + 2.5 = 12.15 \text{ KN/m}$$

$$\text{Palier } q_p = G_p + Q_p = 6.48 + 2.5 = 8.98 \text{ KN/m}$$

Après calcul en trouve:

$$R_A = 46.50 \text{ KN.}$$

$$R_B = 19.92 \text{ KN.}$$

$$M_t^{\max} = 22.10 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -16.60 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{ser}} = 19.92 \text{ KN}$$

III.3.1.2. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait a la Flexion simple pour une bande de 1 metre. les Resultat sont resume dans le tableau suivant:

Avec $b=100\text{cm}$ $d=18\text{cm}$ $h=20\text{cm}$.

Tableau. III.17 : Résumé des résultats de ferrailage

	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{Adopté} (cm^2)$
En travée	30.68	0.066	0.086	0.173	5.076	5 HA12 = 5.65
En appuis	20.18	0.043	0.056	0.175	3.21	5 HA10 = 3.93

III.3.1.4. Vérification a l'ELU et a l'ELS**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 2.173 \text{ cm}^2.$$

On a : $A > A_{\min}$ condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{27.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.153 \text{ MPa} < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Calcul les armatures de répartition

En travée : $A_t \geq A_s/4 = 5.65/4 = 1.42 \text{ cm}^2$ on choisit 4HA10 = 3.14 cm²

En appuis : $A_t \geq A_s/4 = 3.93/4 = 0.98 \text{ cm}^2$ on choisit 2HA10 = 1.57 cm²

Vérification de l'espacement des armatures :

Armature longitudinal : $S_t \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Armature transversales : $S_t \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A \geq \left[V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}. \text{ Avec } A = 5.65 + 3.93 = 9.58 \text{ cm}^2$$

$$A = 9.58 \geq \left[27.69 \times 10^{-3} - \frac{20.18 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right] \times \frac{1.15}{400} = -2.785 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

Vérification a l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont l'abri des intempéries. Donc les vérifications sont :

Etat limite d'ouverture de fissures :

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Etat limite de compression du béton :

On a une fissuration peu nuisible, donc en doit vérifier la contrainte du béton comprimé

En travée

$$b/2.y^2+15Ay-15Ad=0$$

$$I=b/3y^3+15Ay-15Ad=0 \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$$Y=7.40cm.$$

$$I=1854.48cm^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{22.10 \times 10^{-3}}{1854.4 \times 10^{-8}} \times 7.40 \times 10^{-2} = 5.678MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa. \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

En appuis

$$Y=4.054cm.$$

$$I=136.48cm^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{16.60 \times 10^{-3}}{1364 \times 10^{-8}} \times 4.054 \times 10^{-2} = 4.343MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa. \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Etat limite de déformation

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l \geq 1/16 \dots\dots\dots (1). \\ h / l \geq M_t / 10M_0 \dots\dots\dots (2). \end{array} \right.$$

$$A / b.d \leq 4.2 / f_e \dots\dots\dots (3).$$

$$h / l \geq 1/16 \Rightarrow 0.0425 < 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition pas vérifiée}$$

Donc en procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit

$$y=4.054cm, I=136.48cm^4, I_0=33875cm^4, \rho = 0.00485, \lambda_i=4.32, \lambda_v=1.73,$$

$E_i=32164.2\text{MPa}$, $E_v=10721.4\text{MPa}$.

$M_{jser}=14.78\text{KN.m}$; $M_{gser}=18.61\text{KN.m}$; $M_{pser}=23.86\text{KN.m}$

$\sigma_{sj}=163.60\text{MPa}$; $\sigma_{sj}=207.238\text{MPa}$; $\sigma_{sj}=207.175\text{MPa}$

$\mu_j=0.115$; $\mu_g=0.218$; $\mu_p=0.330$

$I_{fj}=9857\text{cm}^4$; $I_{fg}=8457\text{cm}^4$; $I_{fp}=74118\text{cm}^4$; $I_{f_{gv}}=138062\text{cm}^4$

$f_{ji}=0.4911\text{mm}$; $f_{gi}=0.864\text{mm}$; $f_{pi}=1.4711\text{mm}$; $f_{gv}=1.669\text{mm}$

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94\text{cm}.$$

$$\Delta f = 0.178\text{cm} \leq f_{adm} = 0.94\text{cm}$$

La flèche est vérifiée.

III.3.2 Etude de l'escalier de type 2(escalier RDC)

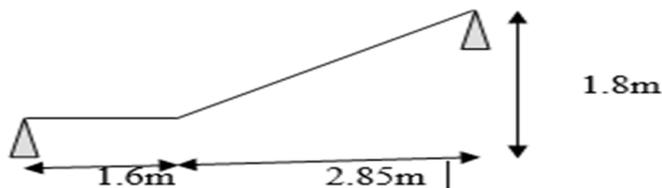


figure. III.19. Schémas statistiques

Ce type d'escalier est composé de :

- Un palier d'épaisseur 16 cm.
- Une volée d'épaisseur 16 cm.
- Giron de 31.66 cm.
- Contre marche de 17 cm.

III.3.2.1. Calcul des sollicitations

A Γ ELU

$$q_v = 1.35 \times 9.65 + 1.5 \times 2.5 = 16.77 \text{ KNm}$$

$$q_p = 1.35 \times 6.48 + 1.5 \times 2.5 = 12.49 \text{ KNm}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 31.71 \text{ KN.}$$

$$R_B = 36.09 \text{ KN.}$$

$$M_t^{\max} = 29.68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -19.41 \text{ KNm.}$$

$$V_{\text{elu}} = 36.09 \text{ KN.}$$

A Γ ELS

$$q_v = 9.65 + 2.5 = 12.15 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 6.48 + 2.5 = 8.98 \text{ KN/m}$$

$$R_A = 22.87 \text{ KN.}$$

$$R_B = 26.12 \text{ KN.}$$

$$M_t^{\max} = 22.10 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -14.5.65$$

$$V_{\text{ser}} = 26.12 \text{ KN.}$$

III.3.2.2. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la Flexion simple pour une section rectangulaire ($b \cdot h$).

les resultat sont resume dans le tableau suivant:

Avec $b=100\text{cm}$ $d=14\text{cm}$ $h=16\text{cm}$.

Tableau. III.18 :Résumé des résultats de ferrailage

	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL} (cm^2)$	$A_{Adopté} (cm^2)$
En travée	29.12	0.104	0.138	0.132	6.331	6HA12 = 6.79
En appuis	19.41	0.069	0.090	0.134	4.137	5 HA12=5.65

III.3.2.3. Vérification a l'ELU et a l'ELS

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.14 \times 2.1 / 400 = 1.690\text{cm}^2.$$

On a : $A > A_{min}$ condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \tau_u^- = 3.325\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{36.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.257\text{MPa} < \tau_u^- \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Calcul les armatures de répartition

En travée : $A_t \geq A_s/4=6.79/4=1.69\text{ cm}^2$ on choisit 4HA10 =3.14 cm^2 .

En appuis : $A_t \geq A_s/4=5.65/4=1.41\text{ cm}^2$ on choisit 2HA10 =1.57 cm^2 .

Vérification de l'espacement des armatures :

Armature longitudinal : $S_t \leq \min(3 \times h, 33\text{cm}) = 20\text{cm}$ vérifiée.

Armature transversales : $S_t \leq \min(4 \times h, 45\text{cm}) = 25\text{cm}$ vérifiée.

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A \geq \left[V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} \text{ Avec } A=6.79+5.65=12.44\text{cm}^2$$

$$A = 12.44 \geq \left[36.09 \times 10^{-3} - \frac{38.83 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14} \right] \times \frac{1.15}{400} = -7.822 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Vérification a l'ELS

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont l'abri des intempéries. Donc les vérifications sont :

Etat limite d'ouverture de fissures :

L'état de fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Etat limite de compression du béton :

On a une fissuration peu nuisible, donc en doit vérifier la contrainte du béton comprimé

Etat limite de compression du béton :

On a une fissuration peu nuisible, donc en doit vérifier la contrainte du béton comprimé

En travée

$$b/2 \cdot y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$I = b/3y^3 + 15Ay - 15Ad = 0 \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa.$$

$$Y = 4.41\text{cm.}$$

$$I = 1226.48\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{21.06 \times 10^{-3}}{1226.4 \times 10^{-8}} \times 4.41 \times 10^{-2} = 7.610MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

En appuis

$Y=3.796\text{cm}.$

$I=9179.8\text{cm}^4.$

$\sigma_{bc} = \frac{14.04 \times 10^{-3}}{9179.8 \times 10^{-8}} \times 3.796 \times 10^{-2} = 5.807\text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$

Etat limite de déformation

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l \geq 1/16 \dots\dots\dots (1). \\ h / l \geq M_t / 10M_0 \dots\dots\dots (2). \end{array} \right.$$

$A / b.d \leq 4.2 / f_c \dots\dots\dots (3).$

$h / l \geq 1/16 \Rightarrow 0.0359 < 0.0625 \dots\dots\dots$ Condition pas vérifiée

Donc en procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit

$y=4.41\text{cm}, I=1226.48\text{cm}^4, I_0=216999\text{cm}^4, \rho = 0.00485, \lambda_i=4.32, \lambda_v=1.73,$

$E_i= 32164.2\text{MPa}, E_v=10721.4\text{MPa}.$

$M_{jser}=15.17\text{KN.m} ; M_{gser}=19.22\text{KN.m} ; M_{pser}=25.06\text{KN.m}$

$\sigma_{sj} = 173.77\text{MPa} ; \sigma_{sj} = 218.854\text{MPa} ; \sigma_{sj} = 280.60\text{MPa}$

$\mu_j=0.328 ; \mu_g=0.420 ; \mu_p=0.512$

$I_{fj}=21039\text{cm}^4 ; I_{fg}=1513\text{cm}^4 ; I_{fp}=11595\text{cm}^4 ; I_{f_{gv}}=197\text{cm}^4$

$f_{ji}= 0.941\text{cm} \quad f_{gi}= 1.342\text{cm} \quad f_{pi}= 1.964\text{cm} \quad f_{gv}= 2.468\text{cm}$

$\Delta f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{445}{500} = 0.89\text{cm}.$

$$\Delta f = 0.217\text{cm} \leq f_{adm} = 0.89\text{cm}$$

La flèche est vérifiée

Schéma de ferrailage :

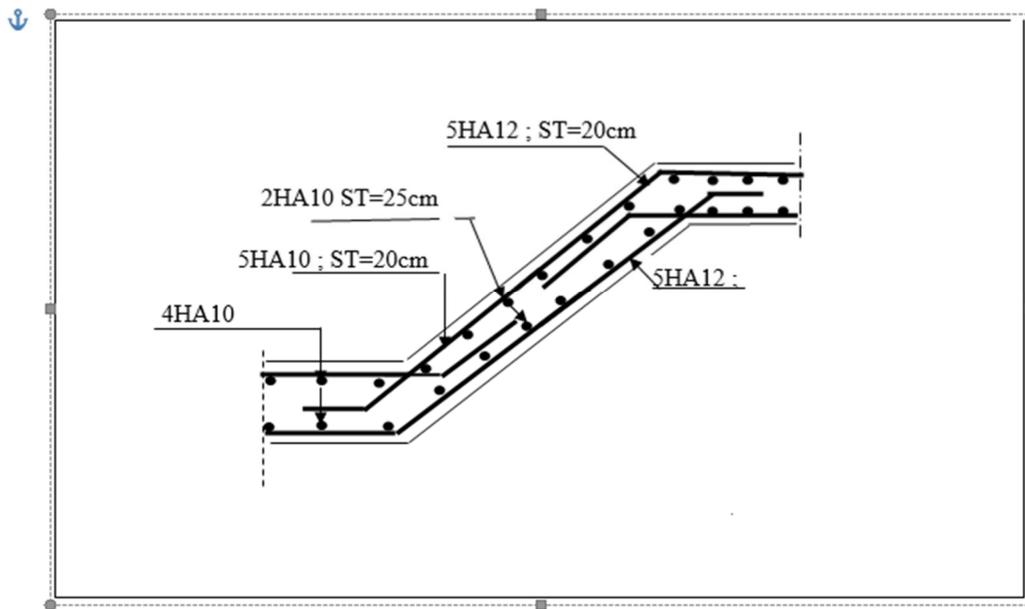


Figure. III.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier de l'étage courant

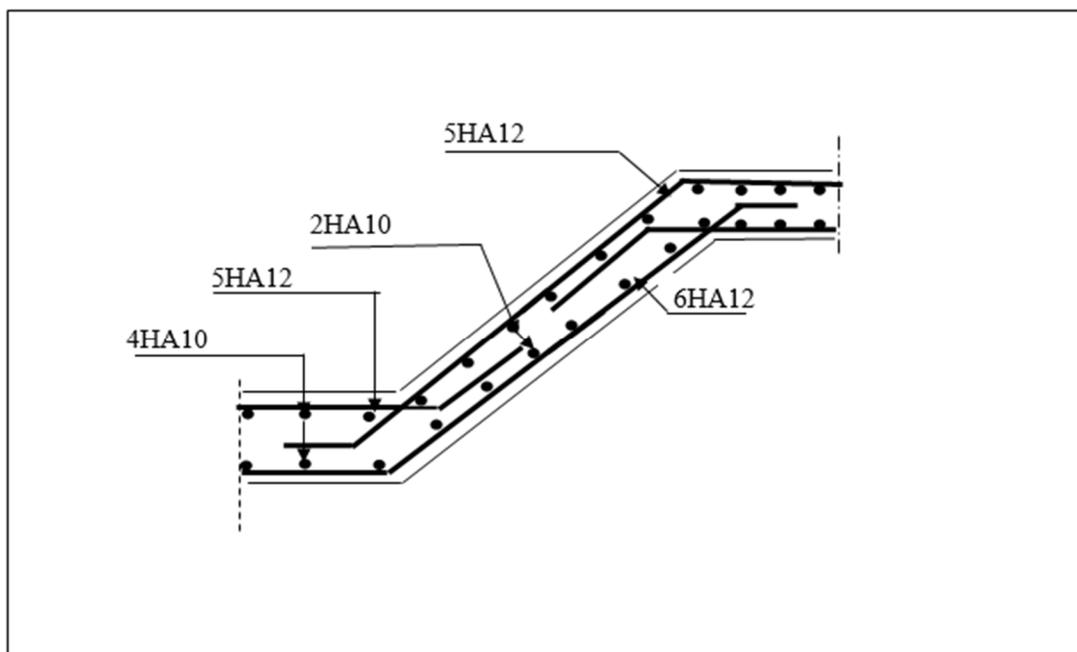


Figure.III.21 : Schéma de ferrailage de l'escalier de RDC

III.3.3. Etude de poutre palière

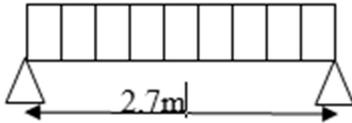


Figure. III.22 : Schémas statique de la poutre palière.

III.3.3.1. Charges revenant à la poutre palière

Poids propre

$$G_0 = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/m.}$$

Réaction : A L'ELU : $R_B = 64.29 \text{ KN/m}$

A L'ELS: $R_B = 46.50 \text{ KN/m}$.

III.3.3.2. Calcul des sollicitations :

• A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 1.875 + 64.29 = 66.825 \text{ KN/m.}$$

$$M_0 = P_u \times l^2 / 8 = 60.891 \text{ KN.m.}$$

En travée : $M_t = 0.85 * M_0 = 51.75 \text{ KN.m.}$

En appui : $M_a = -0.4 * M_0 = -24.35 \text{ KN.m.}$

L'effort tranchant : $v_u = 90.21 \text{ KN.}$

Calcul d'armature a la flexion simple

$$B = 25 \quad h = 30 \quad d = 28 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$$

Tableau. III.19 : Ferrailage de la poutre palière

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
En travée	51.75	0.0464	0.059	0.273	5.44	5HA12=5.65
En appuis	24.35	0.021	0.027	0.276	2.53	3HA12=3.39

Vérification

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.25 \times 0.28 \times 2.1 / 400 = 0.845 cm^2.$$

On a : $A > A_{min}$ condition vérifiée.

Vérification au cisaillement :

$$\tau^- = \min(0,2 \times f_{c28} / \gamma_b; 4MPa) = 3,33MPa.$$

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{90.21 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28} = 1.28MPa < \overline{\tau_{adm}} \dots\dots\dots Vérifiée.$$

Des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_s \geq \left(\frac{V - M_a / 0,9.d}{f_e / \gamma_s} \right) = (90.21 \times 10^{-3} - \frac{24.3 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}) * \frac{1.15}{400} = 2.59 cm^2$$

$A_s = 3.39 cm^2 > 2.59 cm^2 \Rightarrow$ Vérifiée.

Calcul a la torsion

Le moment de torsion de cette poutre est égal au moment de la volée à cet appui.

$$M_t = 20.18 \text{ KN.m}$$

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

$$A_I = \frac{M_{tu} \times \mu \times \gamma}{2\Omega \times f_e}$$

Avec : μ : périmètre de Ω tel que $\mu = 2 \times [(b-e) + (h-e)]$

e : épaisseur de la section creuse.

$e = \emptyset / 6$ cercle qu'on en peut inscrire dans la section $b \times h$

Tel que \emptyset est la plus petite de la section $b \times h$

Ω : aire de la section à mi épaisseur de la section creuse.

$$e = 5 \text{ cm} \quad \mu = 90 \text{ cm} \quad \Omega = 500 \text{ cm}^2$$

$$A^T = 5.22 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

En doit vérifier la condition suivante : $(\tau_{tu})^2 + (\tau_u)^2 \leq (\overline{\tau_u})^2$

$$\tau_t = M_t / 2.e.\Omega = 4.036 \text{ Mpa}$$

la contrainte de cisaillement due à la torsion (calculée déjà)

$$\tau_{tu} = 1.28 \text{ Mpa}$$

$4.036^2 + 1.28^2 > 3.33^2$ condition non vérifiée on doit augmenter la section de la poutre palière.

Poids propre

$$G_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/m.}$$

III.3.3.3. Calcul des sollicitations : A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 1.875 + 64.29 = 67.83 \text{ KN/m.}$$

$$M_0 = P_u \times l^2 / 8 = 61.81 \text{ KN.m.}$$

En travée : $M_t = 0.85 * M_0 = 52.54 \text{ KN.m.}$

En appui : $M_a = -0.4 * M_0 = -24.72 \text{ KN.m.}$

L'effort tranchant : $v_u = 91.57 \text{ KN.}$

Calcul d'armature a la flexion simple

$$B=25 \quad h=30 \quad d=28 \quad f_{c28}=25 \text{ MPA} \quad f_{bu}=14.2 \text{ MPA}$$

Tableau.III.20 : Ferrailage de la poutre palière

	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
En travée	52.54	0.047	0.060	0.250	6.039	4HA14=6.16
En appuis	24.72	0.022	0.027	0.276	2.57	3HA12=3.39

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 0.3 \times 0.33 \times 2.1 / 400 = 1.15 \text{ cm}^2.$$

On a : $A > A_{min}$ condition vérifiée.

Vérification au cisaillement :

$$\tau^- = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{91.57 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.92 \text{MPa} < \overline{\tau}_{adm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

$$A_s \geq \left(\frac{V - M_a / 0.9.d}{f_e / \gamma_s} \right) = (91.57 \times 10^{-3} - \frac{24.72 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.33}) * \frac{1.15}{400} = 2.39 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3.39 \text{cm}^2 > 2.59 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

Calcul de torsion

$$e = 5.83 \text{cm} \quad \mu = 106.68 \text{cm} \quad \Omega = 705.03 \text{cm}^2$$

$$A^T = 4.38 \text{cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_t = M_t / 2.e.\Omega = 2.45 \text{MPa}$$

$$\tau_{tu} = 0.92 \text{MPa}$$

$$(\tau_{tu})^2 + (\tau_t)^2 \leq (\overline{\tau}_u)^2 \Rightarrow 2.45^2 + 0.92^2 = 6.84 < 11.088 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales

A la torsion

$$A_t^{\min} = 0.003 \times st \times b = 0.003 \times 0.15 \times 0.30 = 2.25 \text{cm}^2.$$

$$A_t = \frac{M_t \times St \times \gamma}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.02 \text{cm}^2 \text{ en prend } St = 25 \text{cm}$$

A la flexion simple

$$\text{Si } st = 25 \text{cm} \leq \min(0.9 \times 33 ; 40 \text{cm}) = 29.7 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie}$$

$$A_t^F = 0.4 \times b \times st / f_e = 0.75 \text{cm}^2$$

Ferrailage

Armatures transversales

$$A_t = A^T + A^F = 0.75 + 1.02 = 1.77 \text{ cm}^2$$

Dou $A_t = 1.77$ le choix : 4HA8 = 2.1 cm² (1 cadre + 1 étrier)

Armatures longitudinal

En appuis

$$A_a = A_a + A_T / 2 = 8.3 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } A_a = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_t = A_t + A_T / 2 = 6.81 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } A_a = 4\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = A_a + A_t = 15.11 \text{ cm}^2$$

Espacement

Condition de RPA

A partir de l'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

Zone courante : $St \leq h/2 = 17.5 \text{ cm}$. Zone nodale : $St \leq \min(h/4 ; 12\Phi_1) = 8 \text{ cm}$.

On adopte les espacements suivants :

Zone courante : $St = 25 \text{ cm}$. Zone nodale : $St = 8 \text{ cm}$.

Vérification des contraintes à l'état limite de service

La condition qu'on doit vérifier est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa.$$

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

Localisation	M(KN.m)	Y(m)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
En appui	24.40	12.11	52275.40	5.65	15	vérifiée
En travée	51.850	11.27	46222.44	12.64	15	vérifiée

Etat limite de déformation

Il faut vérifier les conditions suivantes :

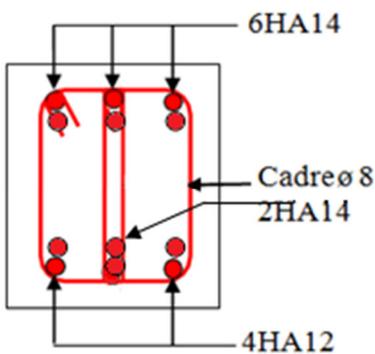
$$h / l = 0.129 \geq 1/16 = 0.0625 \dots \dots \dots (1).$$

$$h / l = 0.129 \geq M_t / 10M_0 = 0.1158 \dots \dots \dots (2).$$

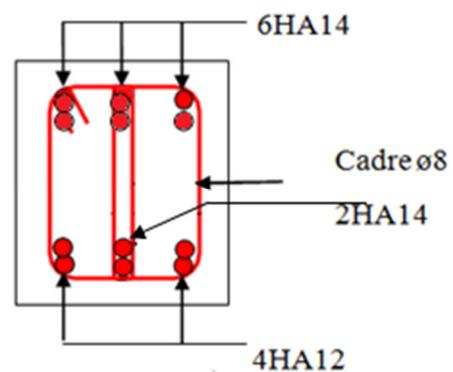
$$A / b.d = 0.0080 \leq 4.2 / f_e = 0.0105 \dots \dots \dots (3).$$

Donc aucune vérification à faire

Schéma de ferrailage



En appuis



En travée

Figure. III.23 : schémas de ferrailage de la poutre palière

III.4. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console, encastree dans le plancher (plancher terrasse), soumise à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante.

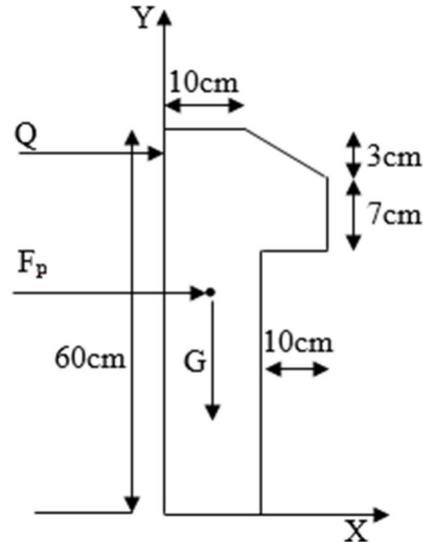


Figure. III.24 : coupe transversale de l'acrotère

III.4.1. Hypothèses de calcul :

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculée en flexion composée.

III.4.2. Évaluation des charges et surcharges :

• Surface de l'acrotère

$$S = 15 \times 60 + 3 \times 10 / 2 + 71 \times 0 \Rightarrow S = 985 \text{ cm}^2.$$

• Poids de l'acrotère

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.6425 \text{ KN}$.

Poids d'enduit extérieur (cimente = 1.5 cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.6 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$.

Poids d'enduit intérieur (cimente = 2 cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.6 \times 1 = 0.24 \text{ KN}$.

Le poids total : $WP = G_1 + G_2 + G_3 = 2.7025 \text{ KN}$.

- **La charge d'exploitation : $Q_1 = 1 \text{ KN/m}$**
- **La charge sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :**

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W \times P$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone.

$A = 0.15$ (groupe d'usage 2 et zone IIa).

C_p : facteur de forme horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

$C_p = 0.8$.

W_P : poids propre de l'acrotère.

Donc $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.7025 = 1.2972 \text{ KN}$.

III.4.3. Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité.

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_G = 0.0627 \text{ m} \\ Y_G = 0.326 \text{ m} \end{cases}$$

$N_Q = 0 \text{ KN}$.

$N_F = 0 \text{ KN}$.

Les moments engendrent par ces efforts

$M_G = 0 \text{ KN}$.

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

$M_{FP} = F_P \times Y_g = 0.422 \text{ KN.m}$.

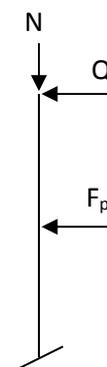


Tableau. III.22 : Combinaisons d'action de l'acrotère

	E L U	E L S
Sollicitations	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	3.648	2.7025
M (KN.m)	0.9	0.6

III.4.4. Calcul de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{3.648} = 0.246m .$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1m .$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (s.p.c), le ferrailage se fait par assimilation a la flexion simple.

Sollicitation a considérées en cas de flexion composée avec un effort normal de

Compression : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de L'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, Avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques Initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, lies à la déformation de la Structure. e_a
 $= \max (2cm . L/250)$

L : portée de l'élément =60 cm.

$e_a = \max (2cm . 60/250) = 2 \text{ cm.}$

$$e_2 = \frac{3lf^3}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha\phi)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée

Sous la charge considérée.

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

l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.8 = 1.6 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow e_2 = 0.0057 \text{ m}$$

D'où : $e = e_0 + e_a + e_2 = 0.289 \text{ m.}$

III.4.5. Calcul à l'E.L. U

$N_u = 3.648 \text{ KN.}$

$M_u = N_u \times e = 3.648 \times 0.289 = 0.897 \text{ KN.m.}$

$h = 15 \text{ cm} \quad d = 12 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm}$

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) A < A_{\min} \Rightarrow 0.897 + 3.648 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.061 \text{ KN.m.}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

Tableau. III.23: choix de ferrailage

M_{uA} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A (cm ²)
1.061	0.0051	0.0063	0.1196	0.253

III.4.6.Vérification à l'E.L. U

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.1.0,12. \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$A < A_{\min} \Rightarrow$ On adopte $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA16 = 1.13 \text{ cm}^2 .$$

Espacement :

Les armatures principales : $S_t < \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}$.on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

Les armatures secondaires : $S_t < \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$. on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

• Vérification au cisaillement :

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

$$\bar{\tau}_u < \min (0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPA}) \Rightarrow \tau_u < \min (2.5 ; 3) \text{ MPA} = 2.5 \text{ MPA}.$$

$$V_u = F_p + Q = 1.2972 + 1 = 2.292 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = V_u / (b \times d) = 2.292 \times 10^{-3} / (1 \times 0.12) = 0.0192 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ pas de risque de cisaillement.

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_s = V_u / (0.9 d \Sigma u_i)$$

$$V_u = f + Q.$$

Avec Σu_i : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{2.292 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.211 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa.}$$

$\Psi = 1.5$ pour acier HA $\Rightarrow \tau < \bar{\tau}_{ser} \Rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence

III.4.7. Vérification à l'E. L. S

$$N_{ser} = 2.7025 \text{ KN ;}$$

$$M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$\eta = 1.6$ po pour le les HR ;

Position de l'axe neutre

$$D = 0.12 \text{ m.}$$

$$C = d - e_a$$

e_a : distance entre le centre de pression C et les armatures tendues.

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{SER}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow e_a = \frac{0.6}{2.7025} + \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right) = 0.267 \text{ m.}$$

$d < e_a$ c a l'extérieure de section $c = 0.12 - 0.267 = -0.147 \text{ m.}$

$$y = y_c + c ; \quad y_c^3 + p \times y + q = 0 \dots\dots\dots(*)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3C^2 - \frac{6.n.A'}{b}(C - d') + \frac{6.n.A}{b}(d - C) \\ q = -2C^3 - \frac{6.n.A'}{b}(C - d')^2 - \frac{6.n.A}{b}(d - C)^2 \end{cases}$$

En trouve $p = -0.059$ $q = 0.0050$

En remplace q et p dans (*) et en aura recours à la méthode suivante :

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27}$$

D'où : $\Delta = -5.426 \times 10^{-4}$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$\begin{cases} y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) \\ y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) \\ y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\cos \phi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \cdot \left(\frac{-3}{p}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$\phi = 155,01^\circ$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.280$$

$$\begin{cases} yc_1 = 0.173m. \\ yc_2 = -0.277m. \\ yc_3 = -0.103m. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.0260m. \\ y_2 = -0.420m. \\ y_3 = -0.044m. \end{cases}$$

$$\mu = \frac{by_2}{2} - 15[A_s \cdot (d - y)] = 5.459 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu t} \cdot y = 0.012 Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 Mpa \dots\dots \text{vérifiée.}$$

Etat limite d’’ouverture des fissures :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu t} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240 Mpa$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.7025 \times 10^{-3}}{5.459 \times 10^{-3}} * (0.12 - 0.026)$$

$$\sigma_s = 0.698 MPa < \bar{\sigma} = 240 MPa \dots \text{vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage de l’acrotère

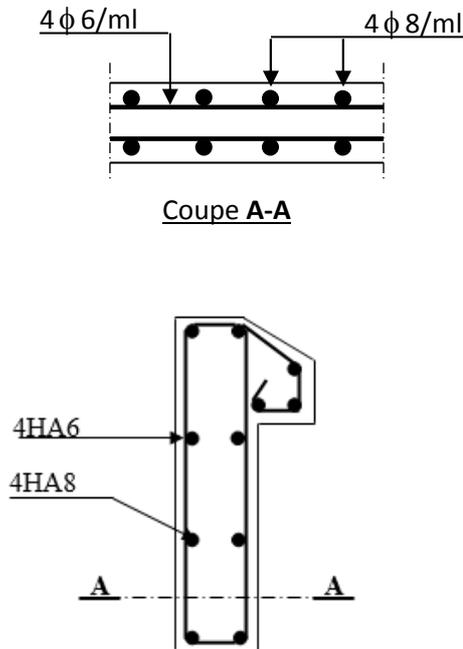


Figure. III.25 : Schéma de ferrailage de l’acrotère

III.5. Etude de l'ascenseur :

III.5.1. Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique qui assure le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'un bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière vertical.

Dans notre structure on a opté par un ascenseur de 8 personnes dont les caractéristiques suivantes :

- La course maximale : $R=50m$.
- Longueur $L=2.3m$
- Largeur $L'=1.85m$.
- Hauteur $H=2.01m$.
- La charge due à la salle machine $DM=51KN$.
- Charge due à l'ascenseur $PM=15KN$.
- Poids de la cuvette $FC =145KN$.
- Poids de 8 personnes $630Kg$
- Vitesse de levage $V=1.6Kg$.
- $P= PM+DM +6.30 = 72.3KN$.

III.5.2. ETUDE de la dalle pleine de l'ascenseur

III.5.2.1. Dimension de la dalle

La dalle appuyée sur quatre donc en détermine sont épaisseur on a $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

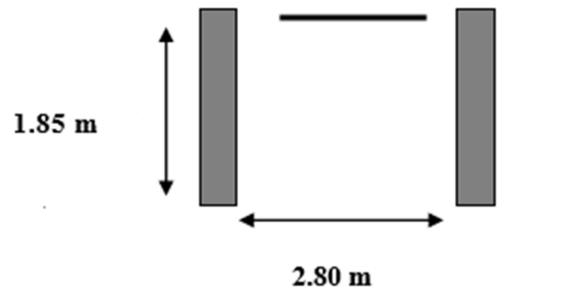


Figure. III.26 : cage d'ascenseur.

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de $h = 20$ cm.

III.5.2.2. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 250 \times 0.20 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton arme}$$

$$G_2 = 22 \times 0.04 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm)}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = FC/S = 145/4.255 = 34.07 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de machine}$$

$$G_{\text{total}} = G' + G'' = 40.17 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

III.5.2.3. cas d'une charge repartie

A) Calcul des sollicitations

A L'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{total}} + 1.5Q = 1.35 \times 40.17 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 55.729 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{185}{230} = 0.80 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens (x et y)}.$$

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561. \\ \mu_y = 0.5959. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2. \\ M_y = \mu_y \times M_x. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 0.0561 \times 55.729 \times 1.83 = 10.46 \text{KNm}. \\ M_y = 0.5959 \times 10.46 = 6.23 \text{KNm}. \end{cases}$$

Calcul les moments réels

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.46 = 8.891 \text{KNm}. \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.23 = 5.295 \text{KNm}. \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 3.1929 \text{KNm}. \end{cases}$$

Calcul de ferrailage

On fera le calcul sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur a la flexion simple avec dx=18cm et dy=17cm.

Tableau. III.24 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x'	8.891	0.021	0.0270	0.169	1.511	1.76
	y-y'	5.295	0.0115	0.0144	0.178	0.850	1.6
appui	x-x'	3.1929	0.0077	0.0096	0.179	0.512	1.76
	y-y'	3.1929	0.0077	0.0096	0.179	0.512	1.76

Vérification a l E.L.U

Vérification de la condition de non fragilité :

On calcule A_{min} : on a des HA $\rho = 0.0008$ HAf_eE400 ou TS $\phi \geq 6mm$.

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \div h. \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.76 \\ A_{min}^y = 1.6 \end{cases} \text{ cm}^2$$

On a : $A > A_{min}$ Vérifiée.

Calcul des espacements

$S_{tx} \leq \min(3 \times h, 33cm) \leq 33cm$; on adopte $S_t=20cm$.

$S_{ty} \leq \min(4 \times h, 45cm) \leq 45cm$; on adopte $S_t=20cm$.

Tableau. III.25 : ferrailage de la dalle d’ascenseur

	M_t (kn m)	M_a (kn m)	$A_{t cal}$ (cm^2)	$A_{a cal}$ (cm^2)	$A_{t a min}$ (cm^2)	$A_{a min p}$ (cm^2)	$A_{t adp}$ (cm^2)	$A_{a adp}$ (cm^2)
Sens x-x	8.891	3.192	1.511	0.512	1.76	1.76	4HA8	4HA8
Sens y-y	5.295	3.73	0.850	0.512	1.6	1.76	4HA8	4HA8

Vérification de l’effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPA.}$$

$\rho = 0.80 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x-x' : $V_x = qu \times \frac{L_x}{3} = 33.99KN$

Sens y-y : $V_y = \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1+\rho} = 36.62KN \Rightarrow \tau_u = \frac{36.62 \times 10}{1 \times 0.18}$

$\tau_u = 0.203 < 1.25MPA$ Vérifie

Vérification a l'ELS : $\nu = 0.2$

$q_{ser} = G_{total} + Q \Rightarrow q_{ser} = 40.17+1 = 41.17 KN/m^2$

$\rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0628. & M_x = \mu_x \times qs \times L_x^2 = 8.652KN.m \\ \mu_y = 0.7111. & \Rightarrow M_y = \mu_y \times M_x = 6.151KN.m \end{cases}$

Sens x-x' : $M_{tser} = 0.85 \times M_x = 7.354KN.m$

Sens y-y' : $M_{tser} = 0.85 \times M_y = 5.227 KN.m$

Vérification des contraintes

Etat limite de compression de béton

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

Sens x-x' : $A_x = 2.01cm^2$, $b=100cm$, $d=18cm$; $y=3.06cm$; $I=7684.66cm^4$

$\sigma_{bc} = 2.97MPA < \bar{\sigma} = 15 MPA$vérifie

SENS Y-Y' : $A_Y = 2.01 cm^2$, $b=100 cm$, $d=17cm$; $y=2.91$; $I=6806.945cm^4$

$\sigma_{bc} = 2.273MPA < \bar{\sigma} = 15 MPA$vérifie

Cas des charges concentrées

La charge concentrée P est appliquée à la surface de la dalle sur une aire a×b, elle agit uniformément sur une aire u×v située sur le plan moyen de la dalle.

$$\begin{cases} u = a + h + 2 \times \xi \times h_0 \\ v = b + h + 2 \times \xi \times h_0 \end{cases}$$

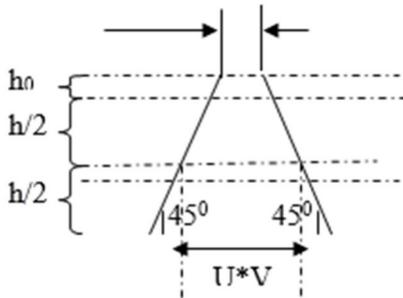


Figure. III. 27:présentation de la zone d’impact de la concentrée.

Avec :

- U et a : dimension parallèle à L_x .
- V et b : dimension parallèle à L_y .
- V, U : les côtés du rectangle sur lequel la charge « p » est appliquée ; compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement du béton.
- a, b : surface de la charge.
- h_0 : épaisseur du revêtement.
- h : épaisseur de la dalle.
- ξ : coefficient dépendant de type de revêtement.

$V=1.6m/s \Rightarrow a=b \geq 76cm$ (annexe2).

Soit : $a=b=80cm$.

$h_0=5cm$.

$h=20cm$.

$\xi =1$ (revêtement en béton armé).

D'où :
$$\begin{cases} u = 110cm \\ v = 110cm \end{cases}$$

1. Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_{x1} = Pu \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_{y1} = Pu \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{avec : } \nu = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

ν : Coefficient de poisson.

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

Les moments M_1 et M_2 sont données par les abaques de Pigeaud (annexe 3) en fonction de :

$$\rho = 0.80.$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{108}{185} = 0.58.$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{108}{230} = 0.46.$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} M_1 = 0.105. \\ M_2 = 0.033. \end{cases}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage a l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.105 = 10.24 \text{ KNm}. \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.033 = 3.22 \text{ KNm}. \end{cases}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle a l'ELU :

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561. \\ \mu_y = 0.5959. \end{cases}$$

$$P_U = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 = 9.431 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \cdot \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 1.81 \text{KN/m} \\ M_{y2} = 1.079 \text{KN/m} \end{cases}$$

Superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.05 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.299 \text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 12.05 = 12.05 \text{KNm} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.299 = 4.299 \text{KNm} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 3.61 \text{KNm} \end{cases}$$

2.Ferraillage

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m de longueur et d=17 cm

Tableau. III.28 : ferraillage de la dalle de la salle des machines

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A_{t\text{cal}}$ (cm^2)	$A_{a\text{cal}}$ (cm^2)	$A_{t\text{a min}}$ (cm^2)	$A_{a\text{ min p}}$ (cm^2)	$A_{t\text{adp}}$ (cm^2)	$A_{a\text{adp}}$ (cm^2)
Sens x-x	10.24	3.615	1.76	0.61	1.76	1.76	4HA8	4HA8
Sens y-y	3.654	3.615	0.62	0.61	1.6	1.6	4HA8	4HA8

3. Vérification a l'E.L.U

- **Vérification au poinçonnement :**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : P_u : charge de calcul à l'état limite.

U_c : périmètre du contour de l'aire d'application de la charge.

h : Epaisseur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u+v) \Rightarrow 2 \times (108+108) = 432 \text{ cm.}$$

$$P_u < 0.045 \times 4.32 \times 0.20 \times \frac{2.1}{1.5}$$

$$P_u = 97.605 \text{ KN} < 648 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Vérification a l'effort tranchant

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 17 \text{ cm.}$$

$$\tau_u = \frac{V \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPA.}$$

4. Vérification a l'E.L. S

Les moments engendrent par le système de lavage : $q_{ser} = p = 72.3 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = q \times (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q \times (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 72.3 \times (0.105 + 0.2 \times 0.033) = 8.068 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = 72.3 \times (0.033 + 0.2 \times 0.105) = 3.904 \text{ KNm.} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 1.32 \text{KN.m} \\ M_{y2} = 0.786 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.423 \text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.077 \text{KNm} \end{cases}$$

a) Vérification des contraintes

Calcul des moments

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.429 = 8.864 \text{KNm} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 2.077 = 1.765 \text{KNm} \\ M_{ax} = 0.3 * M_x = 3.128 \text{KNm} \end{cases}$$

Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{bc}$$

$\bar{\sigma} = 15 \text{MPA}$vérifie

Sens x-x` : y=3.06cm ; I=7684.66cm⁴

$\sigma_{bc} = 3.52 \text{MPA} < \text{Sens Y-Y : } y=2.91 ; I=6806.945 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = 0.75 \text{MPA} < \bar{\sigma} = 15 \text{MPA}$vérifie

b) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

C) Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

Selon x-x`

- $h / l_x \geq 1/16 \Rightarrow 0.109 > 0.060$
- $h / l_x \geq M_t / 10 \times M_a \Rightarrow 0.109 > 0.084$
- $A_s / d \times b \leq 4.2 / f_e \Rightarrow 0.0011 < 0.01$

Selon y-y'

- $h / l_y \geq 1/16 \Rightarrow 0.086 > 0.060$
- $h / l_y \geq M_t / 10 \times M_a \Rightarrow 0.086 > 0.061$
- $A_s / d \times b \leq 4.2 / f_e \Rightarrow 0.0011 < 0.01$

Les trois conditions sont vérifiées d'où la vérification de la flèche est inutile.

Schéma de ferrailage :

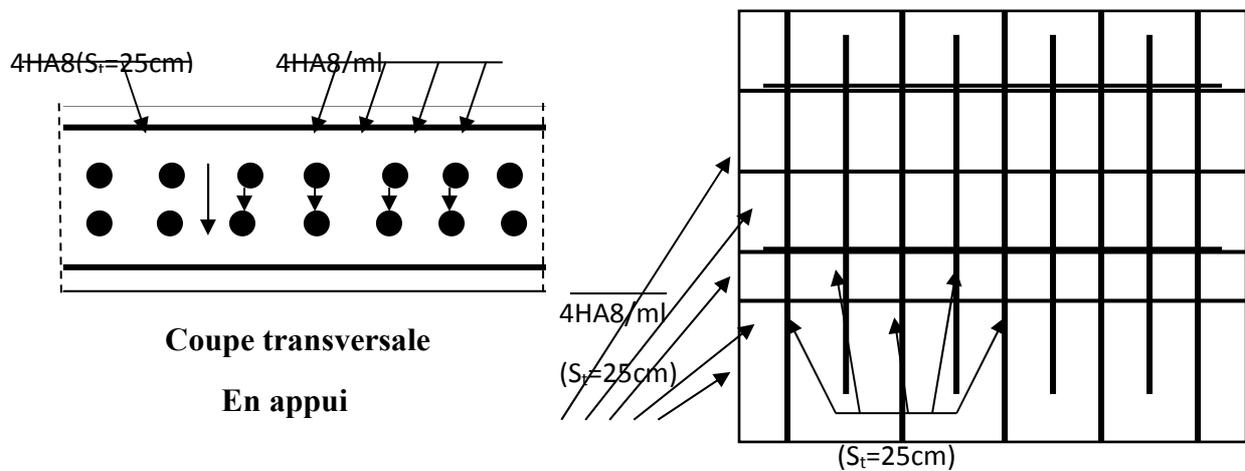


Fig. III.28 : schémas de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Chapitre IV

Etude dynamique

Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

IV. 1. Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ;

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.2 Analyse sismique de la structure

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou

inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi ; cette force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique

IV.3. Calcul de la Force Sismique Totale :

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$ selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$.

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ETABS2016 la valeur trouvée est :

$$W = 89428.7324 \text{ KN}$$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

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

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8.5}} = 0.82$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$ tableau 4.7(RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

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

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 28.96m.$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 28.96^{\frac{3}{4}} = 0.62s$$

$L_x = 22.51$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 14.51$ m ; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 28.96}{\sqrt{22.51}} = 0.54s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 28.96}{\sqrt{14.51}} = 0.68s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.54s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = \text{min}(0.62s; 0.68s) = 0.62s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.54}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.68s$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.4}{0.68}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.44s$$

Le RPA préconise de majorer la période fondamentale statique de 30% (art 4.2.4)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.54 = 0.70s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.62 = 0.8s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.68 \times 1.20}{5} \times 89428.7324 = 5408.6497KN$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.44 \times 1.20}{5} \times 89428.7324 = 4638.783 KN$$

IV.4.Méthode d'analyse modale spectrale :

Par la méthode d'analyse modale spectrale, 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 établit grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99}$$

(Formule 4-13)

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure (IV.1) représenté sous forme de courbe :

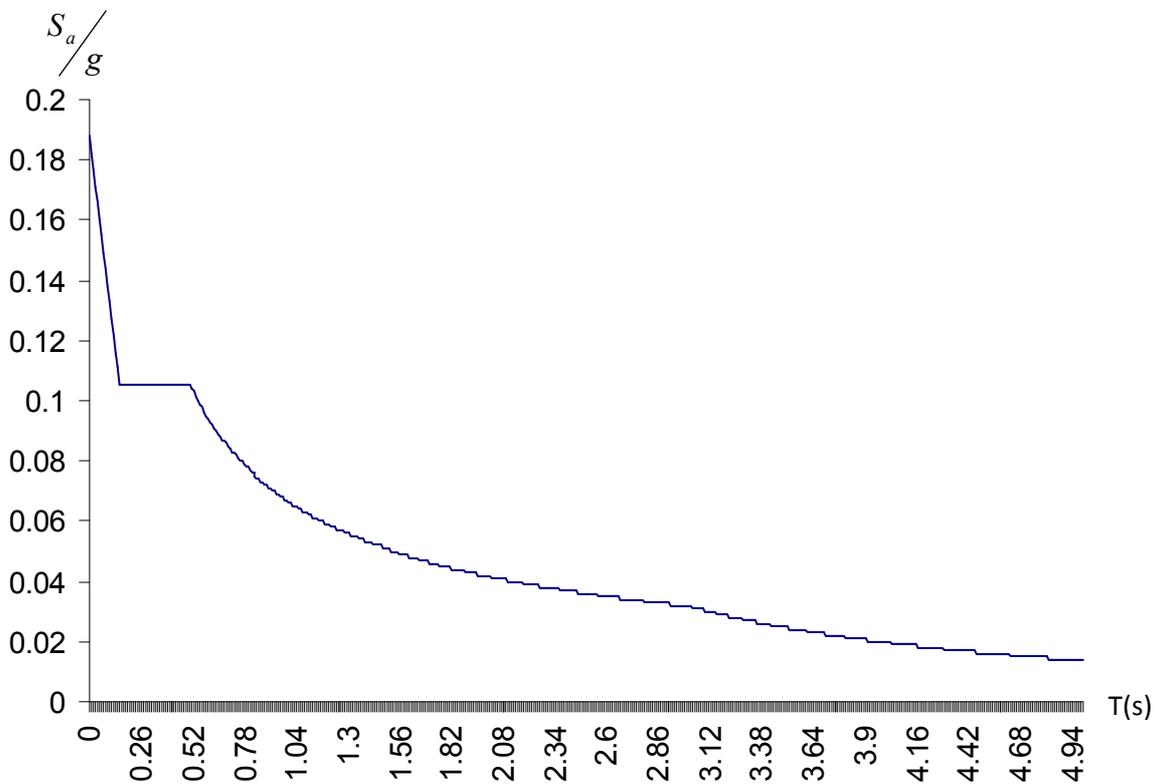


Figure. IV.1 : Spectre de réponse

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel ETABS2016 version 10. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil.

Lors de la modélisation on doit déterminer les caractéristiques géométriques de la structure pour les faire introduire aux niveaux des nœuds maitres.

IV.5 Disposition des voiles :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99, addenda 2003, plusieurs essais de disposition de voiles on été testé.

La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante :

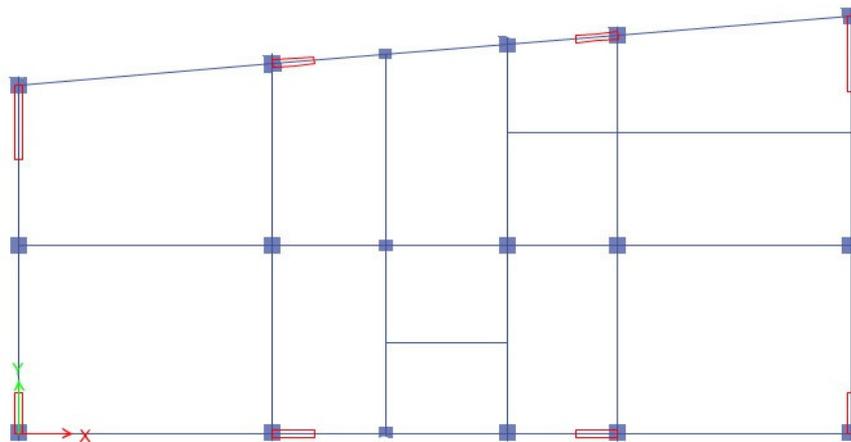


Figure .IV.2: Disposition des voiles

Figure. IV.1 : Spectre de réponse

IV. 6. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

a) Mode de vibration et taux de participation des masses

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

Le RPA (art 4.3.4,a) exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation soit comme suit :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau. IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
1	1.09	0.2427	0.0141	0.0357	0.0483	0.6676
2	0.989	0.0255	0.1796	0.0812	0.6822	0.7398
3	0.813	0.0036	0.027	0.6347	0.7972	0.7497
4	0.33	0.3106	0.0776	0.0046	0.814	0.8532
5	0.312	0.072	0.3833	0.0032	0.8939	0.8772
6	0.24	0.0042	0.019	0.1218	0.898	0.8785
7	0.169	0.0026	0.078	0.0004	0.9321	0.8796
8	0.152	0.1097	0.0017	0.0004	0.9329	0.9267
9	0.11	0.0007	0.0003	0.0462	0.9329	0.927
10	0.107	0.0004	0.0743	0.0006	0.955	0.9271
11	0.088	0.0806	0.0002	0.0003	0.955	0.954
12	0.075	4.33E-05	0.0521	0.0001	0.9723	0.954

➤ **Mode 1 :**

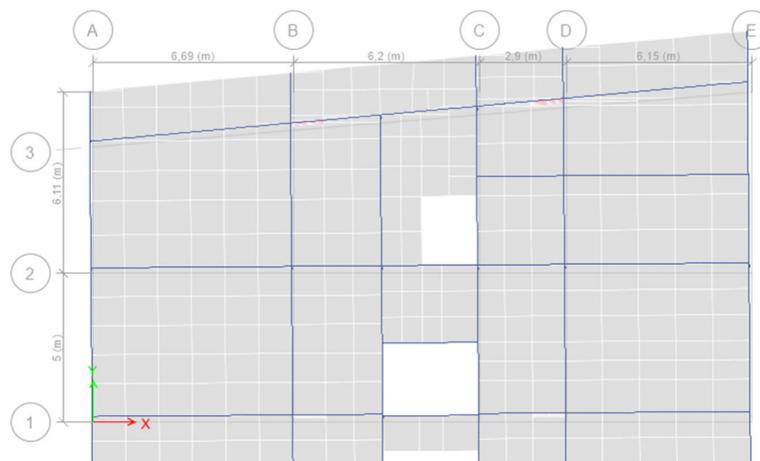


Figure .IV.3: Translation selon l'axe X-X (mode de vibration 1).

➤ Mode 2 :

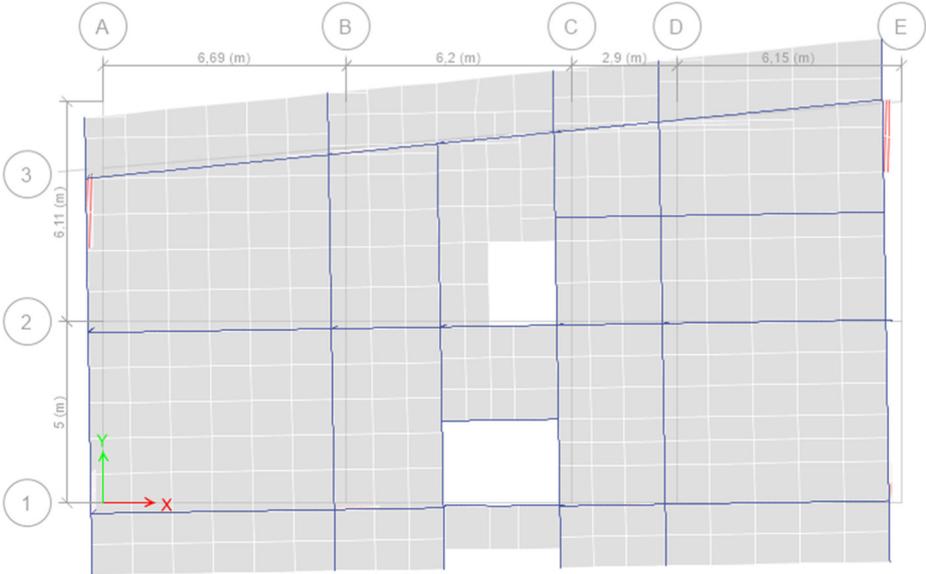


Figure .IV.4 : translation selon l'axe Y-Y (mode de vibration 2).

➤ Mode 3 :

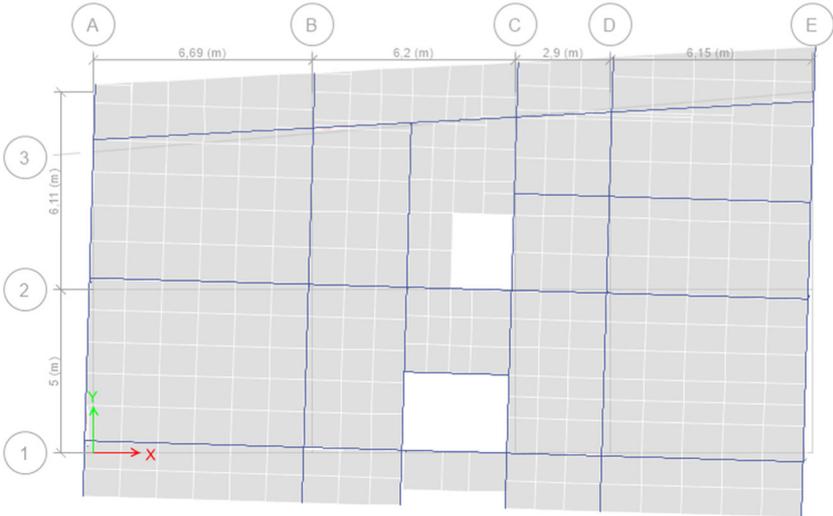


Figure. IV.5 : rotation selon l'axe Z-Z(mode de vibration 3)

Analyse des résultats

On remarque que la participation modale du premier mode suivant la direction Y est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure IV.2. La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction X figure IV.3, et le troisième mode est une rotation autour de Z figure IV.4.

On remarque aussi que, la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majoré de 30% .

b) Justification de l'interaction voiles portiques

- **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel ETABS2016 sont :

Tableau .IV.3 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
7 ^{ème} étage	2697.15	251.60	91.46	8.53
6 ^{ème} étage	5496.67	534.47	91.13	8.86
5 ^{ème} étage	8343.21	865.63	90.60	9.4
4 ^{ème} étage	11740.25	1164.70	90.97	9
3 ^{ème} étage	15142.8976	1487.62	91.05	8.69
2 ^{ème} étage	18691.01	1779.55	91.30	7.95
1 ^{ème} étage	22868.35	1976.84	92.04	7.59

RDC	27263.70	2241.22	92.40	5.68
SSOL	15594.70	3189.22	38.02	16.98

• **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée.

• **Sous charges horizontales**

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel ETABS2016 sont :

Tableau .IV.4 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Voile (KN)	Portiques (KN)	Voile (%)	Portiques (%)	Voile (KN)	Portique (KN)	Voile (%)	Portique (%)
7 ^{ème} étage	76.95	131.66	36.88	63.11	72.54	166.99	30.28	69.72
6 ^{ème} étage	121.03	170.67	41.49	58.50	87.49	168.51	34.17	65.82
5 ^{ème} étage	187.53	201.00	48.27	51.73	154.58	169.85	47.65	52.35
4 ^{ème} étage	177.94	299.02	37.30	62.69	114.08	323.38	26.79	73.92
3 ^{ème} étage	224.24	327.23	40.66	59.33	170.73	316.67	35.03	64.97
2 ^{ème} étage	264.52	339.93	43.76	56.23	225.22	324.23	40.58	59.01
1 ^{ème} étage	247.88	430.26	36.55	63.44	237.82	388.02	38.00	61.00

RDC	328.76	356.48	47.98	52.02	387.04	281.58	57.86	42.11
SSOL	331.00	413.51	44.46	55.54	389.09	267.86	59.23	40.08

- horizontales est vérifiée dans tous les étages.

c) Vérification de l’effort normal réduit

L’effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l’écrasement du béton.

La formule utilise est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$ **RPA 99 (Article 7.1.3.3)**

Nd : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par ETABS2016.

Bc : L’aire brute du poteau.

Tableau .IV.5 : Vérification de l’effort normal réduit dans les poteaux.

Niveau	Section adoptée (cm ²)	N (KN)	N _{rd}	Observation
Etage 7	(30*35)	919.89	0.105	vérifiée
Etage 6	(30*35)	358.67	0.105	vérifiée
Etage 5	(30*35)	533.60	0.105	Vérifiée
Etage 4	(40*40)	710.96	0.16	Vérifiée
Etage 3	(40*40)	891.65	0.16	Vérifiée
Etage 2	(40*40)	1078.56	0.16	Vérifiée
Etage 1	(45*45)	1271.01	0.20	Vérifiée
RDC	(45*45)	1477.57	0.20	Vérifiée
SSOL	(50*50)	1721.41	0.20	Vérifiée

d) Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l’effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA(Formule 4-19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art. 5.10)}$

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .IV.6 : Vérification des déplacements.

Niveaux	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mm)	Δ_k (mm)	h_k (mm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ_{ek} (mcm)	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mcm)	Δ_k (mm)	h_k (mm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
Etage 7	15.91	79.53	79.62	5.95	3060	0.19	20.54	102.7	87.27	15.45	3060	0.50
Etage 6	14.72	73.62	66.95	6.67	3060	0.22	87.27	87.27	77.03	10.235	3060	0.33
Etage 5	13.39	66.95	60.11	6.83	3060	0.22	77.03	77.03	69.44	7.59	3060	0.25
Etage 4	12.02	60.11	50.94	9.17	3060	0.29	69.44	69.44	56.60	12.84	3060	0.42
Etage 3	10.19	50.94	40.03	10.90	3060	0.36	65.60	56.60	40.81	15.79	3060	0.52
Etage 2	8.01	40.05	29.64	10.39	3060	0.34	40.81	40.81	29.58	11.23	3060	0.38
Etage 1	5.93	29.64	18.20	11.43	3060	0.38	29.58	29.58	16.98	12.59	3060	0.41
RDC	3.64	18.20	5.99	12.21	3500	0.35	16.98	16.98	5.225	11.76	3500	0.35
SSOL	1.19	5.99	0	5.99	3500	0.17	5.22	5.22	0	5.22	3500	0.15

▪ **Analyse des résultats**

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$Sens(x): \Delta e_{kmax} = 1.09\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$$

$$Sens(y): \Delta e_{kmax} = 1.54\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm}$$

e) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9)

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau .IV.7: Vérification a L'effet P-Δ.

	Hauteur	H _k (mm)	P _k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				Δ _k (mm)	V _k (KN)	θ _k	Δ _k (mm)	V _k (KN)	θ _k
7 ^{ème} étage	28.42	3060	2612.43	5.915	206.22	0.024	15.45	225.65	0.058
6 ^{ème} étage	25.36	3060	5398.83	6.67	352.03	0.033	10.235	371.61	0.048
5 ^{ème} étage	22.3	3060	8185.23	6.835	477.94	0.038	7.59	488.76	0.041
4 ^{ème} étage	19.24	3060	11028.82	9.175	579.70	0.057	12.84	518.46	0.079

3 ^{ème} étage	16.18	3060	13872.40	10.905	669.95	0.073	15.79	662.76	0.11
2 ^{ème} étage	13.12	3060	16715.99	10.395	748.88	0.076	11.235	739.64	0.082
1 ^{ème} étage	10.06	3060	19604.52	11.435	816.69	0.089	12.595	802.45	0.01
RDC	7	3500	22030.07	12.215	858.44	0.089	11.76	844.84	0.086
SSOL	3.5	3500	24763.21	5.99	880.37	0.048	5.225	865.15	0.043

▪ **Analyse des résultats**

On remarque d’après les résultat obtenue ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d’où les effets du second ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés.

f) Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l’Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau. IV.8 : vérification de la résultante des forces

	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)
Sens xx	1305.26	1044.23	5408.6497
Sens yy	1118.78	895.024	4638.783

Analyse des résultats :

$$\frac{V_{dyn}}{V_{sta}} \geq 0.80 \Rightarrow \text{Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majeurs.}$$

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés ETABS2016.

IV.7.Conclusion

L’utilisation et le choix des logiciels de calcul des structure en béton armé est un problème épineux pour l’ingénieur, surtout en absence des équations qui régissent les lois de comportement utilisées, ainsi que le model numérique propre à chaque logiciel, d’où la différence des résultats obtenus.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces : Cette symétrie devrait être respectée en plan, de même que l'uniformité de la structure en élévation ; en effet, symétrie et uniformité évite l'apparition de zones sensibles, la concentration de contraintes et, par suite des demandes importantes de ductilité. Nous conseillons donc aux concepteurs de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux dans les directions horizontales et verticales dans toutes les directions.

Chapitre V

**Etude des éléments
structuraux**

Introduction :

On désigne le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : les (poteaux –poutres) et des voiles.

V.1 Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailrages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS 2016 dans l'ordre suivant :

- 1- $1,35G + 1,5Q$
- 2- $G + Q$
- 3- $G + Q + E$
- 4- $G + Q - E$
- 5- $0,8 G + E$
- 6- $0,8 G - E$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. $(N_{\max} \rightarrow M_{corr})$
2. $(N_{\min} \rightarrow M_{corr})$
3. $(M_{\max} \rightarrow N_{corr})$

V.1.1 Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1):

a. Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0,8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :

- 4 % en zone courante
- 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres- poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. [1]

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.I

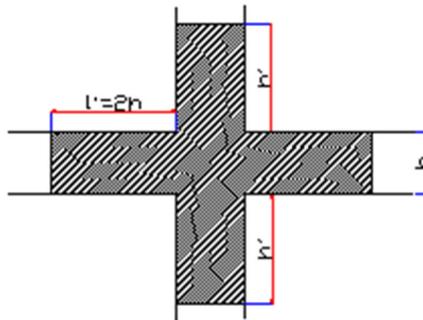


Figure. V.I : la zone nodale

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau .V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	A ^{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol	50x50	20	100	150
RDC1+1 ^{ere} étage	45x45	16.2	81	121.5
2+ 3+4 ^{eme} étage	40x40	9.8	64	96
5+ 6+7 ^{eme} étage	35x30	8.4	42	63

b. Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

✓ **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa

✓ **Dans la zone courante** $t \leq 15 \phi_l$ en zone IIb et III

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 $\lambda_g < 5$ (λ_g élancement géométrique).

- **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

✓ $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

✓ $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ;$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Calcul des sollicitations

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraits directement du logiciel ETABS 2016

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau. V.2 : Résumé des sollicitations minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$			$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$			$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$			V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	com	M (KN.m)	N (KN)	com	N (KN)	M (KN.m)	com	
Sous-sol	-599.429	23.581	5	100.95	1606.9	5	2370.36	32.607	1	-96.155
RDC	-244.886	12.558	5	93.135	1066.82	1	2032.44	67.975	1	-90.625
1 ^{ere} étage	6.577	10.815	5	90.435	897.880	1	1748.14	62.477	1	106.208
2 ^{eme} étage	45.6045	12.868	5	73.33	583.048	5	1483.26	45.389	1	90.830
3 ^{eme} étage	41.170	-5.351	5	82.858	606.14	1	1225.91	52.371	1	86.409
4 ^{eme} étage	1.535	13.611	5	85.934	473.808	1	977.152	54.251	1	76.384
5 ^{eme} étage	-25.626	8.690	5	62.141	345.048	5	732.576	40.314	1	46.476
6 ^{eme} étage	-56.080	10.291	5	73.598	288.929	1	491.709	46.754	1	45.965
7 ^{eme} étage	-9.454	9.639	5	90.51	106.322	1	261.986	53.249	1	67.065

V.1.3. Ferrailage des poteaux

a. Les armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans le **Tableau.V.3**

Exemple de calcul

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du sous-sol, avec les sollicitations suivantes :

Donnée :

Soit $b = 50 \text{ cm}$ $h = 50 \text{ cm}$ $d = 47 \text{ cm}$

- $N_{max} = -599.42 \text{ KN}$ $M_{cor} = 23.581 \text{ KN.m}$

- $M_{\max} = 100.952 \text{ KN.m}$ $N_{\text{cor}} = 1606.94 \text{ KN}$
- $N_{\min} = 2370.36 \text{ KN}$ $M_{\text{cor}} = 32.607 \text{ KN.m}$

a) Calcul sous N_{\max} et M_{cor}

$N = -599.42 \text{ KN}$ (effort de traction)

$M = 23.581 \text{ KN.m}$

$$e_G = M/N = 0.039 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.5/2 = 0.25 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section donc la section est entièrement tendue

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPA}$$

$$e_1 = (h/2 - d') + e_G = 0.259 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0.181 \text{ m}$$

$$A_1 = (N \times e_2) / f_{s10} (d - d') = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (N \times e_1) / f_{s10} (d - d') = 8.82 \text{ cm}^2$$

B) Calcul sous M_{\max} et N_{cor}

$N = 1606.94 \text{ KN}$ (effort de compression)

$M = 100.95 \text{ KN.m}$

$$e_G = M/N = 0.062 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.5/2 = 0.25 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_{UA} \leq 0.337 h - 0.81 d' \quad b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 100.95 + 1606.94 \times (0.47 - 0.5/2)$$

$$M_{UA} = 454.47 \text{ KN}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 0.252 \text{ MN}$$

$$(0.337 h - 0.81 d') b \times h \times f_{bu} = 0.666 \text{ MN}$$

La section est partiellement comprimée le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{454.47}{0.5 \times 0.47^2 \times 18.48 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.226 < \mu = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.226 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \frac{(1-\alpha)}{\alpha}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.326$$

$$A_1 = \frac{Mu_A}{z \times f_{st}} = 27.8 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = -12.37 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous N_{\min} et M_{cor}

$N = 2370.32 \text{ KN}$ (effort de compression)

$M = 32.607 \text{ KN.m}$

$$e_G = M/N = 0.015 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 0.5/2 = 0.25 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (A et A').

$$M_{UA} = 554.007 \text{ KN}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 0.488 \text{ MN.}$$

$$(0.337 h - 0.81 d') b \times h \times f_{bu} = 0.666 \text{ MN}$$

La section est partiellement comprimée le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{554.47}{0.5 \times 0.47^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.353 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.547$$

$$A_1 = \frac{Mu_A}{z \times f_{st}} = 43.39 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = -24.13 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Tableau. V.3 : Ferrailage adoptes pour les poteaux longitudinaux

niveaux	section	Acal(cm ²)	Amin RPA	Adoptée(cm ²)	Choix des barres
Sous-sol	50×50	8.82	20	36.45	12HA16+8HA14
RDC	45×45	5.86	16.2	25.13	8HA16+8HA12
1 ^{ere}	45×45	4.27	16.2	25.13	8HA16+8HA12
2 ^{eme}	40×40	0.33	9.8	10.8	8HA12+4HA10
3 ^{eme}	40×40	0	9.8	10.8	8HA12+4HA10
4 ^{eme}	40×40	1.28	9.8	10.8	8HA12+4HA10
5 ^{eme}	30×35	1.38	8.4	9.42	8HA10+4HA10
6 ^{eme}	30×35	1.56	8.4	9.42	8HA10+4HA10
7 ^{eme}	30×35	0.88	8.4	9.42	8HA10+4HA10

b-section des armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux :

Tableau. V.4 : Les Armatures transversale dans les poteaux

Niveau	S sol,	RDC	1Etages	2Etages	3Etages	4Etage	5Etage	6Etage	7Etage
Section (cm ²)	50×50	40×45	40×45	40×40	40×40	40×40	30×35	30×35	30×35
ϕ^{\max} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.2	1.2	1.2	1	1	1
ϕ^{\min} (cm)	1.4	1.2	1.2	1	1	1	1	1	1
l_c (cm)	245	245	210	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λg	4.9	5.44	4.66	5.35	5.35	5.35	6.12	6.12	6.12
S_r zone nodale	10	10	10	10	10	10	10	10	10
S_r zone	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_r (cm ²)	1.8	2.83	3.31	3.19	3.037	2.68	1.86	1.84	2.69
A_r^{\min} (cm ²)	2.85	2.025	2.37	1.8	1.8	1.8	1.57	1.57	1.57
A_r adopté (cm ²)	3.14	3.14	4.74	4.74	3.14	3.14	2.01	2.01	3.14
Nbre de barres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8	6HA10

Conformément aux règles du **RPA 99/23** et **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieure au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales

($\phi_t \geq 1/3 \times \phi_l^{\max}$) ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.1.4 vérifications

a-Vérification a l'État ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{BAEL91 art B.8.4, 1})$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$I = h \times b^3 / 3$ selon le plan de flambement (le cas défavorable)

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ Avec : $\left\{ \begin{array}{l} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{array} \right.$

A_s : Section d'armature.

b-vérification au flambement des poteaux des différents étages

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.5: Vérification du flambement des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{ul} (KN)	N _{max} (KN)	Observation
Sous-sol	50×50	3.5	2.45	16.97	0.811	36.45	2304	2370.36	4488.47	vérifiée
RDC	45×45	3.5	2.45	18.86	0.803	25.13	1849	2032.44	3451.42	vérifiée
1 ^{ere} étage	45×45	3.00	2.10	23.09	0.78	25.13	1849	1748.14	3352.56	vérifiée
2 ^{eme} étage	40×40	3.06	2.14	26.50	0.76	10.8	1440	1483.26	2312.16	vérifiée
3 ^{eme} étage	40×40	3.06	2.14	26.50	0.76	10.8	1440	1225.91	2312.16	vérifiée
4 ^{eme} étage	40×40	3.06	2.14	26.50	0.76	10.8	1440	977.152	2312.16	vérifiée
5 ^{eme} étage	30×35	3.06	2.14	30.28	0.73	9.42	924	732.57	1483.72	vérifiée
6 ^{eme} étage	30×35	3.06	2.14	30.28	0.73	9.42	924	491.709	1483.72	vérifiée
7 ^{eme} étage	30×35	3.06	2.14	30.28	0.73	9.42	924	261.98	1483.72	vérifiée

D'après les résultats obtenus il n'y a pas de risque de flambement.

c- vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, a la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$S = B = b \times h + 15 \times A_s$$

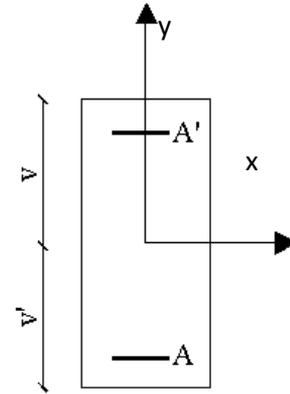


Figure. V.2 : Section du poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.6 : justification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Sous-sol	50×50	45	36.45	28.58	21.42	0.00700	1721.49	23.37	7.84	15
RDC	45×45	40.5	25.13	25.32	19.67	0.0057	1477.57	48.88	9.46	15
1 ^{ere} étage	45×45	40.5	25.13	25.32	19.67	0.0057	1271.01	45.28	9.25	15
2 ^{eme} étage	40×40	36	10.8	21.47	18.53	0.00258	1078.56	32.8	6.43	15
3 ^{eme} étage	40×40	36	10.8	21.47	18.53	0.00258	891.65	37.88	8.21	15
4 ^{eme} étage	40×40	36	10.8	21.47	18.53	0.0028	710.96	39.24	6.62	15
5 ^{eme} étage	30×35	31.5	9.42	19.16	15.84	0.00131	533.60	29.20	8.47	15
6 ^{eme} étage	30×35	31.5	9.42	19.16	15.84	0.00131	358.67	3.86	7.96	15
7 ^{eme} étage	30×35	31.5	9.42	19.16	15.84	0.00311	191.88	38.67	3.99	15

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

d- vérification à la sollicitation tangentielle

Selon leRPA99/version2003 (Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. V.7 : Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)	Observation
Sous-sol	50×50	2.45	4.9	0.040	45	96.15	0.42	1	vérifiée
RDC	45×45	2.45	5.44	0.075	40.5	90.62	0.49	1.875	vérifiée
1 ^{ere} étage	45×45	2.10	4.66	0.04	40.5	106.208	0.58	1	vérifiée
2 ^{eme} étage	40×40	2.142	5.35	0.075	36	90.83	0.63	1.875	vérifiée
3 ^{eme} étage	40×40	2.142	5.35	0.075	36	86.40	0.63	1.875	vérifiée
4 ^{eme} étage	40×40	2.142	5.35	0.075	36	76.38	0.53	1.875	vérifiée
5 ^{eme} étage	30×35	2.142	6.12	0.075	31.5	46.47	0.49	1.875	vérifiée
6 ^{eme} étage	30×35	2.142	6.12	0.075	31.5	45.95	0.48	1.875	vérifiée
9 ^{eme} étage	30×35	2.142	6.12	0.075	31.5	67.06	0.70	1.875	vérifiée

V.1.5 Disposition constructive des poteaux

▪ Longueur de recouvrement

Selon le Rpa99(Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r > 40 \times \emptyset \text{ en zone II.}$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1 = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } L_r = 35 \text{ cm}$$

Les zones nodales

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

Les dimensions de la zone nodale sont données comme suit :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

- Sous-sol,
 - $L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$
 - $h' = \max(58.33; 50; 50; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$
- RDC, 1^{ère} étage :
 - $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$
 - $h' = \max(58.33; 45; 45; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$
- 2,3,4^{ème} étages :
 - $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
 - $h' = \max(51; 40; 40; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$
- 5,6, 7^{ème} étages :
 - $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$
 - $h' = \max(51; 30; 35; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$

V.1.6. Schémas de ferrailage

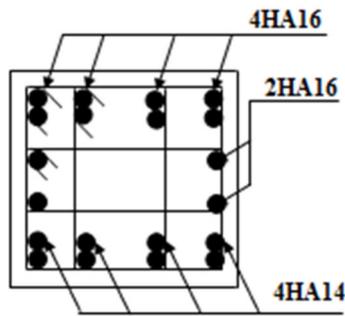
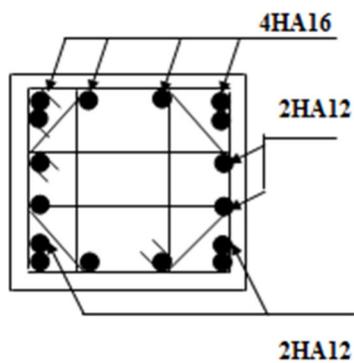
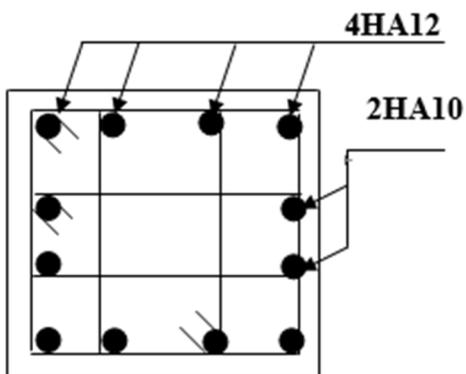


Figure. V.3 : Schémas de ferrailage des poteaux sous-sol

Figure. V.4 : Schémas de ferrailage des poteaux RDC et 1^{ère} étageFigure. V.5 : Schémas de ferrailage des poteaux 2, 3 et 4^{ème} étage

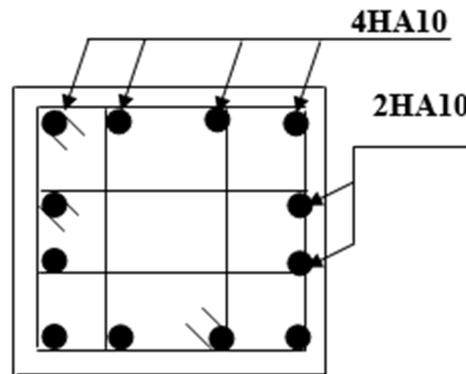


Figure. V.6 : Schémas de ferrailage des poteaux 5 ,6,7^{ème} étage

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions transversales, les armatures longitudinales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales dans une section donnée.

Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le RPA en zone IIa.

V.2.1. Recommandation du RPA 99 :

1. Ferrailage :

- **Les armatures longitudinales**
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\% (b \cdot h)$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de : $4\% (b \cdot h)$ En zone courante.
 $6\% (b \cdot h)$ En zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ En zone IIa .

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- **Les armatures transversales**

- La quantité d'armature transversale minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale**

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

V.2.2. Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de non fragilité}).$$

V.2.3. Calcul du ferrailage

Le ferrailage des poutres est calculé à partir des sollicitations maximales déduites du logiciel ETABS 2016, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau. V.8 : les sollicitations maximales dans les poutres

poutre		M_t^{\max}	Combinaison	M_a^{\max}	combinaison	V^{\max}
Poutre secondaire	S sol	74.70	ELU	-79.35	G+Q+E	71.52
	RDC	64.89	ELU	-104.35	G+Q+E	82.17
	E1	69.04	ELU	-113.00	G+Q+E	86.09
	E2	67.98	ELU	-117.27	G+Q+E	87.66
	E3	70.02	ELU	-118.89	G+Q+E	88.97
	E4	60.76	ELU	-113.82	G+Q+E	85.45
	E5	62.93	ELU	-106.960	G+Q+E	80.72
	E6	61.87	ELU	-103.51	G+Q+E	79.72
	E7	67.85	ELU	-71.21	G+Q+E	72.88
Poutre principales	S sol	120.18	ELU	-158.29	G+Q+E	157.00
	RDC	103.00	ELU	-145.63	G+Q+E	135.39
	E1	98.53	ELU	-139.07	G+Q+E	134.49
	E2	99.95	ELU	-140.28	G+Q+E	125.89
	E3	98.85	ELU	-143.70	G+Q+E	129.31
	E4	100.89	ELU	-139.62	G+Q+E	128.29
	E5	104.95	ELU	-134.61	G+Q+E	126.45
	E6	101.82	ELU	-143.07	G+Q+E	128.03
	E7	116.88	ELU	-119.43	G+Q+E	128.11

V.3. Les armatures longitudinales

Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×45) avec les sollicitations suivantes :

$$M_a = 119.43 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 116.88 \text{ KN.m}$$

Armature en appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{119.43}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.158 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.217$$

$$A_s = \frac{M_a}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{119.43 \times 10^{-3}}{0.42(1-0.4 \times 0.092)348} \Rightarrow A_a = 8.96 \text{ cm}^2$$

Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{116.88}{0.3 \times 0.42^2 \times 14.2 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.155 < \mu_{lu} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.212$$

$$A_t = \frac{M_t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{116.88 \times 10^{-3}}{0.42(1-0.4 \times 0.092)348} \Rightarrow A_t = 8.74 \text{ cm}^2$$

La suite des calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.9 : ferrailage longitudinal dans les poutres

niveaux	type	section	localisation	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	A_{min} RPA(cm^2)	A_{adop} (cm^2)	N ^{bre} de barres
Sous-sol	Principale	30×45	travée	9.01	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			appuis	9.78			10.65
	secondaire	30×40	travée	6.23	6	6.79	6HA12
			appuis	6.65			6.79
	Principale	6.030×45	travée	7.62	6.75	10.65	3HA16+3HA14

RDC			appuis	11.18		12.06	6HA16
	secondaire	30×40	travée	5.35	6	6.03	3HA16
			appuis	9.00		10.65	3HA16+3HA14
1 ^{ère} étage	Principale	30×45	travée	7.25	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			appuis	10.61		10.65	3HA16+3HA14
	secondaire	30×40	travée	5.72	6	6.03	3HA16
			appuis	9.85		10.65	3HA16+3HA14
2 ^{ème} étage	Principale	30×45	travée	7.36	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			appuis	10.52		10.65	3HA16+3HA14
	secondaire	30×40	travée	5.62	6	6.03	3HA16
			appuis	10.27		10.65	3HA16+3HA14
3 ^{ème} étage	Principale	30×45	travée	7.28	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			appuis	10.35		10.65	3HA16+3HA14
	secondaire	30×40	travée	5.81	6	6.03	3HA16
			appuis	10.44		10.65	3HA16+3HA14
4 ^{ème} étage	Principale	30×45	travée	7.45	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			appuis	10.60		15.45	3HA16+3HA14
	secondaire	30×40	travée	5.01	6	6.03	3HA16
			appuis	9.94		10.65	3HA16+3HA14
5 ^{ème} étage	Principale	30×45	travée	7.75	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			appuis	10.23		10.65	3HA16+3HA14
	secondaire	30×40	travée	5.19	6	6.03	3HA16
			appuis	9.25		10.65	3HA16+3HA14

6 ^{me} étage	principale	30×45	travée	7.59	6.75	10.65	3HA16+3HA14
			appuis	10.95		10.65	3HA16+3HA14
	secondaire	30×40	travée	5.09	6	6.03	3HA16
			appuis	8.93		10.65	3HA16+3HA14
7 ^{me} étage	principale	30×45	travée	8.74	6.75	9.24	6HA14
			appuis	8.96		9.24	6HA14
	secondaire	30×40	travée	5.61	6	6.03	3HA16
			appuis	5.93		6.03	3HA16

Longueur de recouvrement

$$L_r > 40 \times \emptyset$$

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

v.3.1.-Armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L_{\min}}\right)$$

❖ Poutres principales

$$\phi_t \leq \text{Min}(1.285; 3; 1.4 \text{ cm})$$

$$\text{Soit } \phi_t = 12 \text{ mm}$$

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ Poutres secondaires

$$\phi_t \leq \text{min}(1.142; 3; 1.4 \text{ cm})$$

Soit $\phi_t = 12mm$

$A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour les poutres secondaires

V.4-Espacement S_t d'armatures transversales :

Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm})$

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11.25 ; 16.8 ; 30)$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(11.25 ; 16.8 ; 30)$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.50 \Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Vérification des sections d'armatures transversales

$A_t > 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$ zone nodale.

$A_t > 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$ zone courante.

$A_t (=2.01 \text{ cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$ verifier.

V.4.1. Vérifications

a- vérification a L'ELU

1-condition de non fragilité

❖ Poutre principale

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.54 \text{ cm}^2$$

❖ Poutre secondaire

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.36 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée par rapport aux section adopté.

2-contrainte tangentielle maximale

Il faut vérifier l'effort tranchant tel que $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ et $\bar{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorable car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront surement, les résultats récapitulent dans le tableau suivant :

Tableau. V.10 : Vérification des contraintes tangentielle

Poutre	$V_u \text{ max(KN)}$	$\tau_{bu} \text{ (MPa)}$	$\bar{\tau}_{bu} \text{ (MPa)}$	Observations
principale	157.00	1.16	3.25	vérifiée
secondaire	88.97	0.74	3.25	vérifiée

V.4.2 Vérification des armatures longitudinales aux cisaillements

Appuis de rive :
$$A_l \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e}$$

Appuis intermédiaires :
$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \cdot \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \cdot d} \right]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau.V.11 : vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutre	Type de poutre	$A_L \text{ (cm}^2\text{)}$	$V_u \text{ (KN)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$	$A_L^{\text{rive}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_L^{\text{int}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Observations
Sous-sol	PP	10.65	157.00	158.292	4.55	-7.52	Vérifiée
	PS	6.79	71.52	79.35	2.05	-4.72	Vérifiée
RDC	PP	12.06	135.39	145.63	3.89	-7.18	Vérifiée
	PS	10.65	82.19	104.35	2.36	-6.64	Vérifiée
1 ^{ere}	PP	10.65	134.49	139.07	3.86	-6.71	Vérifiée

étage	PS	10.65	86.09	113.00	2.47	-7.2	Vérifiée
2 ^{eme} étage	PP	10.65	125.89	140.28	3.61	-7.05	Vérifiée
	PS	10.65	87.66	117.27	2.52	-7.60	Vérifiée
3 ^{eme} étage	PP	10.65	129.31	143.70	3.71	-7.21	Vérifiée
	PS	10.65	88.97	118.89	2.55	-7.7	Vérifiée
4 ^{eme} étage	PP	10.65	128.29	139.62	3.68	-6.93	Vérifiée
	PS	10.65	85.45	113.82	2.45	-7.3	Vérifiée
5 ^{eme} étage	PP	10.65	126.35	134.61	3.63	-6.60	Vérifiée
	PS	10.65	80.72	106.96	2.32	-6.91	Vérifiée
6 ^{eme} étage	PP	10.65	128.03	143.07	3.68	-7.2	Vérifiée
	PS	10.65	79.72	103.51	2.29	-6.64	Vérifiée
7 ^{eme} étage	PP	9.24	128.11	119.49	3.68	-5.4	Vérifiée
	PS	6.03	72.88	71.21	2.09	-4.05	Vérifiée

b-vérification a l'ELS

1-État limite de compression du béton :

Comme la fissuration est peu nuisible donc on va vérifier que la contrainte de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \cdot y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15 \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après t :

Tableau. V.12 : vérification de la contrainte limite de béton

Poutre	Localisation	Mser (KNm)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutre principale	Travées	84.09	15.41	140314.85	9.45	15	Vérifie
	Appuis	-113.48	18.16	170459.26	12.08	15	Vérifie
Poutre secondaire	Travées	53.67	15.81	119061.26	7.12	15	Vérifie
	Appuis	-52.88	13.74	98978.14	7.34	15	Vérifie

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

D'après leCBA93 et BAEL91, la vérification a la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

Poutre principale

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{45}{646} = 0.069 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$M_t = 84.09 \text{KNm}$$

$$G = 26.3 \text{KN/m} ; Q = 7.31 \text{KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.45 \times 0.30 = 3.375 \text{KN/m}$$

$$G_T = 26.3 + 3.375 = 29.675 \text{KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 29.675 + 7.31 = 36.98 \text{KN/m}$$

$$M_0 = q l^2 / 8 = 192.93 \text{KNm}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.069 \geq \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.043 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b * d} = \frac{9.24}{30 * 42} = 0.0073 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots \text{Vérifiée}$$

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

Poutres secondaires :

$$(1) : \frac{h}{L} = \frac{40}{450} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_t = 53.67 \text{KNm}$$

$$G = 18.3 \text{KN/m} ; Q = 4.95 \text{KN/m} ; G_0 = 25 \times 0.40 \times 0.30 = 3 \text{KN/m}$$

$$G_T = 18.3 + 3 = 21.3 \text{KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 21.3 + 4.95 = 26.25 \text{KN/m}$$

$$M_0 = ql^2/8 = 66.44 \text{KNm}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0.088 \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0.080 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} = \frac{10.06}{30 \cdot 37} = 0.0096 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

(2) :condition vérifiée

(3) :condition vérifiée

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

V.4.3. Schémas de ferrailage des poutres

Le ferrailage adopté pour les poutres principales et secondaires est représenté dans les schémas ci-après :

➤ Plancher sous-sol

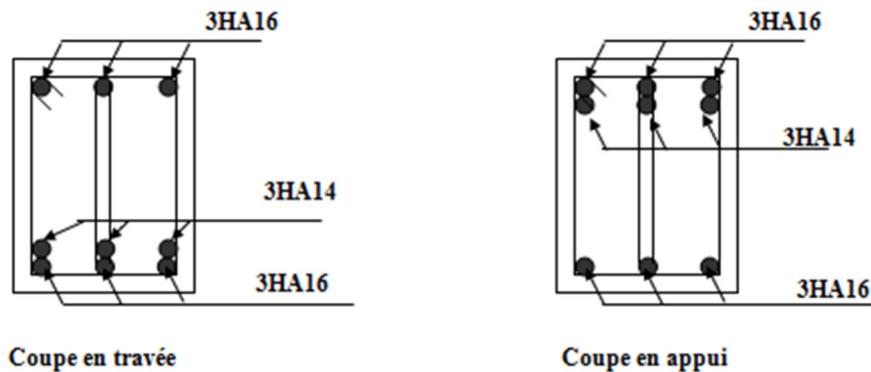


Figure. V.7 : Schémas de ferrailage des poutres principales

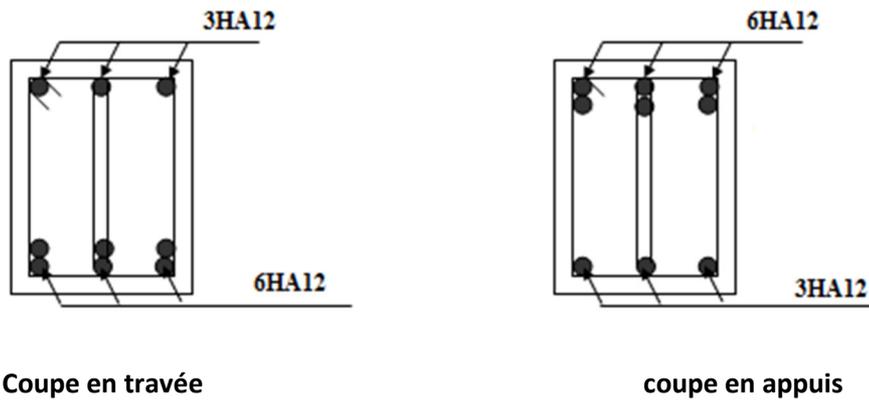


Figure. V.8 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires

➤ Plancher RDC

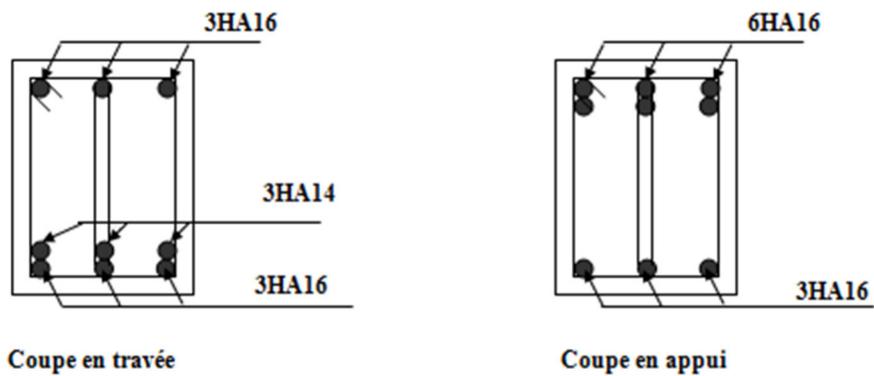


Figure. V.9 : Schémas de ferrailage des poutres principales

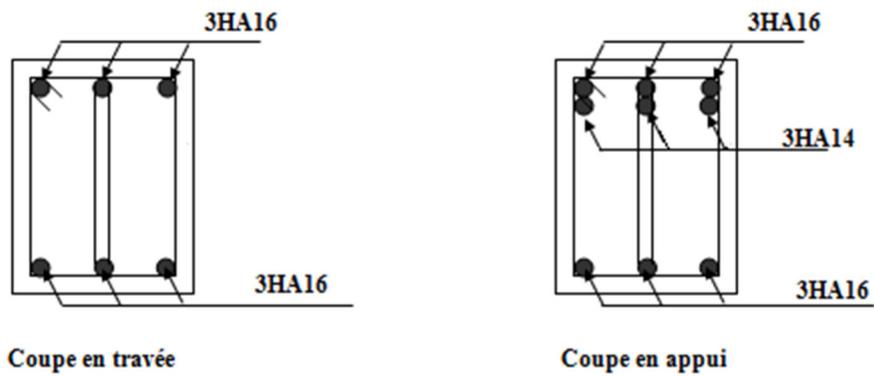


Figure. V.10 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires

➤ Plancher 1,2,3,4,5,6^{ème} étage

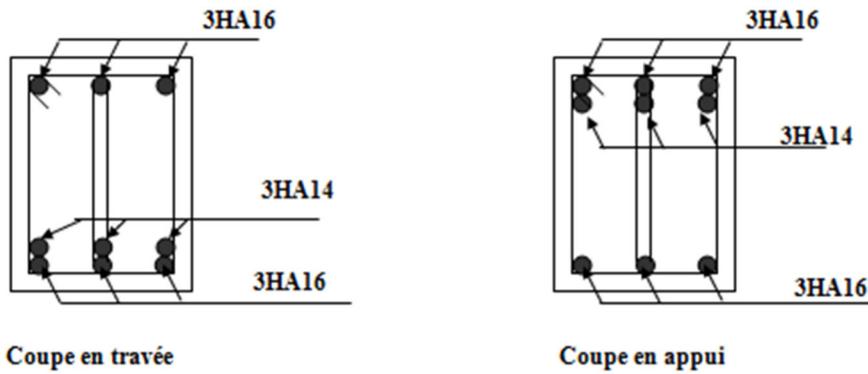


Figure. V.11 : Schémas de ferrailage des poutres principales

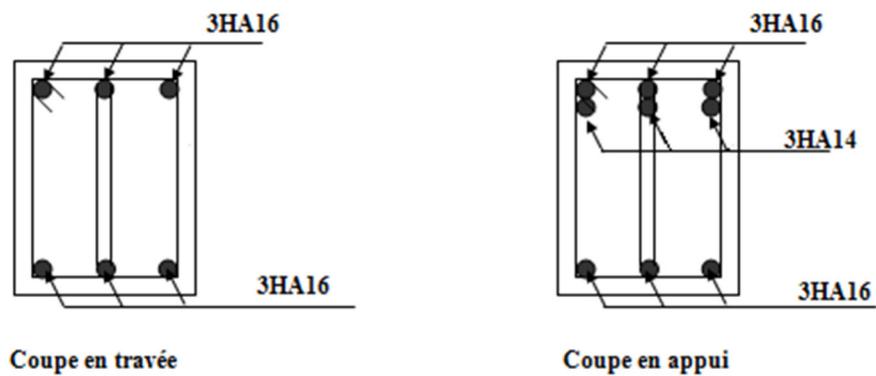


Figure. V.12 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires

➤ Plancher étage 7

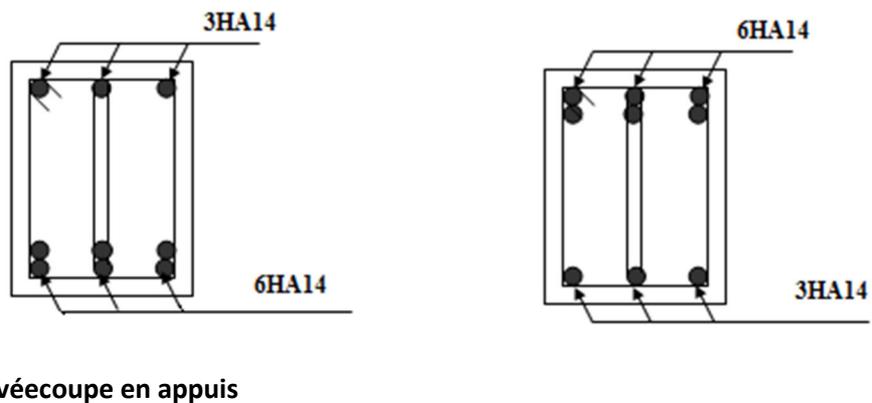


Figure. V.13 : Schémas de ferrailage des poutres principales

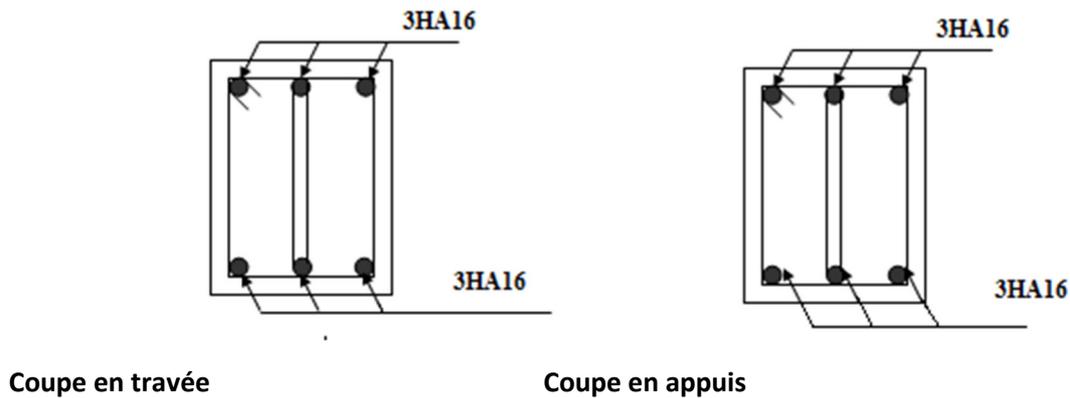


Figure. V.14 : Schémas de ferrailage des poutres secondaires

V.5.vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou moment aboutissant au nœud et au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectes d'un coefficient de majoration de 1.25.

Cela ça consiste à vérifier la condition suivante.

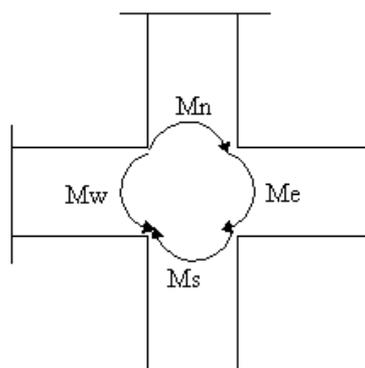


Figure. V.17 : Schémas de la zone nodale

V.5.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton

- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec : } z = 0.85 \times h \text{ (h : La hauteur totale de la section du béton).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

✓ Détermination des moments résistants dans les poteaux

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant

Tableau. V.13 : les moments résistants dans les poteaux

niveaux	Sections (cm)	Z(cm)	As(cm ²)	M _r (KN.m)
Sous-sol	50×50	42.5	36.45	539.09
RDC	45×45	38.25	25.13	334.50
1 ^{ere} Etage	45×45	38.25	25.13	334.50
2 ^{eme} Etage	40×40	34	10.8	127.78
3 ^{eme} Etage	40×40	34	10.8	127.78
4 ^{eme} Etage	40×40	34	10.8	127.78
5 ^{eme} Etage	30×35	29.75	9.42	97.52
6 ^{eme} Etage	30×35	29.75	9.42	97.52
7 ^{eme} Etage	30×35	29.75	9.42	97.52

✓ Détermination des moments résistants dans les poutres

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poutres sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V.14 : les moments résistant dans les poutres

niveau	Type de poutre	section	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous-sol	PP	30×45	38.25	10.65	141.76
	PS	30×40	34	6.79	80.33
RDC	PP	30×45	38.25	12.06	160.53
	PS	30×40	34	10.65	126.01
1 ^{ere} étage	PP	30×45	38.25	10.65	141.76
	PS	30×40	34	10.65	126.01
2 ^{eme} étage	PP	30×45	38.25	10.65	141.76
	PS	30×40	34	10.65	126.01
3 ^{eme} étage	PP	30×45	38.25	10.65	141.76
	PS	30×40	34	10.65	126.01
4 ^{eme} étage	PP	30×45	38.25	10.65	141.76
	PS	30×40	34	10.65	126.01
5 ^{eme} étage	PP	30×45	38.25	10.65	141.76
	PS	30×40	34	10.65	126.01
6 ^{eme} étage	PP	30×45	38.25	10.65	141.76
	PS	30×40	34	10.65	126.01
7 ^{eme} étage	PP	30×45	38.25	9.24	122.29
	PS	30×40	34	6.03	69.92

V.5.2.vérification des zones nodales

Tableau. V.15 : Vérification de la zone nodale dans différents étage

niveau	Sens	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n = M_s$ (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	observation
Sous-sol	XX	141.76	539.09	354.4	1078.18	Vérifiée
	YY	80.33	539.09	200.85	1078.18	Vérifiée
RDC	XX	160.53	334.50	401.32	669	Vérifiée
	YY	126.53	334.50	316.32	669	Vérifiée
1 ^{ere} étage	XX	141.76	334.50	354.4	669	vérifiée
	YY	126.01	334.50	315.02	669	vérifiée
2 ^{eme} étage	XX	141.76	127.78	354.4	255.56	Non vérifiée
	YY	126.01	127.78	315.02	255.56	Non vérifiée
3 ^{eme} étage	XX	141.76	127.78	354.4	255.56	Non vérifiée
	YY	126.01	127.78	315.02	255.56	Non vérifiée
4 ^{eme} étage	XX	141.76	127.78	354.4	255.56	Non vérifiée
	YY	126.01	127.78	315.02	255.56	Non vérifiée
5 ^{eme} étage	XX	141.76	97.52	354.4	195.04	Non vérifiée
	YY	126.01	97.52	315.02	195.04	Non vérifiée
6 ^{eme} étage	XX	141.76	97.52	354.4	195.04	Non vérifiée
	YY	126.01	97.52	273.3	195.04	Non vérifiée
7 ^{eme} étage	XX	122.29	97.52	305.72	195.04	Non vérifiée
	YY	69.92	97.52	174.8	195.04	vérifiée

On remarque que la vérification des zones nodales n'est satisfaite au-delà du premier étage (de 2^{eme} aux dernier étages). A cet effet nous allons augmenter la section d'acier dans les poteaux des étage 2,3,4^{eme}. en prend 8HA14+4HA12avec $A_s=16.8 \text{ cm}^2$ et en prend 12HA14 pour les derniers étages

Tableau. V.16 : Vérification de la zone nodale dans différents étage

2 ^{eme} étage	XX	141.76	198.77	354.4	397.54	vérifiée
	YY	126.01	198.77	315.02	397.54	vérifiée
3 ^{eme} étage	XX	141.76	198.77	354.4	397.54	vérifiée
	YY	126.01	198.77	315.02	397.54	vérifiée
4 ^{eme} étage	XX	141.76	198.77	354.4	397.54	vérifiée
	YY	126.01	198.77	315.02	397.54	vérifiée
5 ^{eme} étage	XX	141.76	97.52	354.4	195.04	vérifiée
	YY	126.01	97.52	315.02	195.04	vérifiée
6 ^{eme} étage	XX	141.76	97.52	354.4	195.04	vérifiée
	YY	109.32	97.52	273.3	195.04	vérifiée
7 ^{eme} étage	XX	122.29	97.52	305.72	195.04	vérifiée
	YY	69.92	97.52	174.8	195.04	vérifiée

Conclusion : la vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.6. Etude des voiles

V.6.1. Introduction

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

1. Rupture par flexion
2. Rupture en flexion par effort tranchant.
3. Rupture par écrasement ou traction du béton

D'où, les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q \pm E$
- 3) $0.8 G \pm E$

V.6.2. Recommandation du RPA :

Les voiles comportent des :

a) Acier verticaux

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :
- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

b. Les armatures horizontales :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

c. Les armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d. Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculé avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1,4 \cdot V_u$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0,15\%b \cdot h \dots\dots\dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0,10\%b \cdot h \dots\dots\dots \text{dans la zone courante.}$$

- le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} e \text{ De l'épaisseur du voile}$$

- L'espacement : $St = \min(1.5 \times e ; 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.6.3. Sollicitations de calcul

La sollicitation de calcul extrait directement du logiciel ETABS2 2016, qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.17: sollicitations maximales de calcul dans le voile

Niveau	Nmin → Mcor		Comb	Mmax → Ncor		comb	Nmax → Mcor		Comb	V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)		M(KN.m)	N(KN)		N(KN)	M(KN.m)		
Sous-sol	-78.83	936.01	Acc	942.71	1812.70	Acc	1812.70	942.71	Acc	221.59
RDC	291.95	684.23	Acc	701.57	584.99	Acc	1343.95	599.91	Acc	240.00
1 ^{ere} étage	499.73	355.50	Acc	364.35	770.25	Acc	1209.12	45.45	ELU	152.19
2 ^{eme} étage	470.05	277.60	Acc	289.36	717.98	Acc	1108.19	59.25	ELU	142.70

3 ^{ème} étage	338.90	201.53	Acc	211.60	549.60	Acc	945.08	48.25	ELU	115.53
4 ^{ème} étage	223.55	189.91	Acc	200.15	393.34	Acc	764.84	46.54	ELU	88.95
5 ^{ème} étage	188.46	195.95	Acc	208.44	325.90	Acc	623.97	56.25	ELU	110.12
6 ^{ème} étage	99.74	165.33	Acc	174.86	194.16	Acc	-441.74	117.89	Acc	72.06
7 ^{ème} étage	41.1	114.68	Acc	122.28	89.48	Acc	254.99	82.55	Acc	61.11

V.6.4. Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau

Exemple de calcul

Armatures transversales

Soit $l = 200 \text{ cm}$ $e = 20 \text{ cm}$ $d' = 0.05 \text{ cm}$ D'où $d = 195 \text{ cm}$

- $N_{\text{cor}} = 1812.70 \text{ KN}$ $M_{\text{max}} = 942.71 \text{ KN.m}$

a) Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$N = 1812.70 \text{ KN}$ (effort de compression)

$M = 942.71 \text{ KN.m}$

$$e_G = M/N = 0.52 \text{ m}$$

$e_G < h/2 = 1 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'extérieure de la section

N est un effort de compression et c est à l'extérieure de la section donc SPC donc calcul par assimilation à la flexion simple

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 1812.70 \times 10^{-3} + 942.71 \times 10^{-3} (1.95 - 1)$$

$$M_{UA} = 2.708 \text{ MN}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2708.27}{0.2 \times 1.95^2 \times 18.48 \times 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.193 < \mu_{lu} = 0.186 \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A'_s = 0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.171$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{d(1-0.4\alpha)f_{st}} = \frac{1812.70 \times 10^{-3}}{1.95(1-0.4 \times 0.171)400} \Rightarrow A_s = 24.49 \text{ cm}^2$$

$$Z = d(1-0.4\alpha) = 1.85 \text{ m}$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = -20.82 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de la partie tendue l_t

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} * l}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_{\max} = N/B + M/I \times V = 11.59 \text{ Mpa} \quad L_c = L - 2L_t = 1.3 \text{ m}$$

$$\sigma_{\min} = N/B - M/I \times V = -2.53 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.35 \text{ m}$$

Avec

N : effort normal appliqué

M : moment fléchissant appliqué

B : section transversale du voile

V : bras de levier

I : inertie du voile

$$A_v^{\min}/\text{ten} = 0.2\% \times e \times l_t = 1.40 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon RPA99/2003 on a : $A_v^{\min} = 0.15\% \times e \times L = 6 \text{ cm}^2$ pour $e = 20 \text{ cm}$ $L = 200 \text{ cm}$.

✓ **Armatures minimales dans les zones comprimées**

$$A_v^{\min}/\text{comp} = 0.1\% \times e \times L_c = 2.6 \text{ cm}^2.$$

✓ **Espacement des barres verticales**

$$S_t \leq \min(1.5e : 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \text{ on opte pour } :st = 20 \text{ cm}$$

Armatures horizontales

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max}=223.59 \quad \text{avec} \quad \tau = 1,4 \frac{V}{b \cdot d} = 0.8 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq e \times S_h \times \tau / 0.8 \times f_e$$

Soit $S_h = 20 \text{ cm} \implies A_h = 1 \text{ cm}^2$.

NB : Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables

Les résultats du ferrailage pour le reste des étages sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.18: sollicitations de calcul dans le voile Vx3 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{ere} étage	2 ^{eme} Étage	3 ^{eme} Étage	4 ^{eme} Étage	5 ^{eme} Étage	6 ^{eme} Étage	7 ^{eme} Étage
Section	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×2	0.2×20
M(KN.m)	936.01	684.73	355.50	277.60	201.53	189.91	195.95	165.38	114.68
N(KN)	78.83	291.95	499.73	470.05	338.90	223.55	188.46	99.74	41.12
V(KN)	223.59	240.00	152.19	142.70	115.53	88.95	110.12	72.089	61.13
τ (MPa)	0.80	0.86	0.72	0.68	0.55	0.42	0.52	0.34	0.29
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Section	SEC	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC	SEC	SEC	SEC
A_v^{cal}	13.37	5.48	0	0	0	0	0	0	0

A_v min(cm ²)	6	6	6	6	6	6	6	6	6
A_v adop	13.57	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78	6.78
$N^{\text{barre}}/\text{par}$ face	12HA12	6HA12							
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_h^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	1	1.075	0.67	0.9	0.68	0.52	0.65	0.42	0.36
A min(cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	1.13	1.13	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
$N^{\text{barre}}/\text{par}$ face	1HA12	1HA12	1HA10						
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau. V.19: sollicitations de calcul dans le voile Vy1, Vy2, Vy3, Vy4, Vx4 dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} Étage	3 ^{ème} Étage	4 ^{ème} Étage	5 ^{ème} Étage	6 ^{ème} Étage	7 ^{ème} Étage
Section	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1	0.2×1.1
M(KN.m)	678.45	508.94	261.19	220.35	154.54	142.56	156.73	116.83	73.32
N(KN)	531.23	782.94	772.64	669.10	532.07	410.95	344.04	217.02	108.03
V(KN)	161.68	184.69	111.30	112.95	81.31	64.541	87.84	51.144	46.75
τ (MPa)	1.02	1.17	0.94	0.95	0.68	0.54	0.52	0.43	0.39
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Section	SEC	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC

A_v^{cal}	12.66	5.82	0	0	0	0	0	0	0
A_v min(cm ²)	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3	3.3
A_v adop	13.57	6.78	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74
N^{barre}/par face	12HA12	6HA12	6HA10						
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.27	1.32	1.15	1.12	0.85	0.67	0.65	0.53	0.48
A min(cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.54	1.54	1.13	1.13	1.13	0.79	0.79	0.79	0.79
N^{barre}/par face	1HA14	1HA14	1HA12	1HA12	1HA12	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Tableau. V.20: sollicitations de calcul dans le voile V_{x1}, V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{ere} étage	2 ^{eme} Étage	3 ^{eme} Étage	4 ^{eme} Étage	5 ^{eme} Étage	6 ^{eme} Étage	7 ^{eme} Étage
Section	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1	0.2×1
M(KN.m)	178.38	121.50	30.26	68.82	48.93	36.74	35.61	20.51	11.65
N(KN)	75.28	266.24	331.21	304.35	218.68	162.82	140.33	74.01	28.82
V(KN)	64.06	66.85	50.72	59.56	45.88	42.42	52.10	29.66	36.34
τ (MPa)	0.47	0.49	0.35	0.58	0.45	0.31	0.36	0.29	0.35
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Section	SEC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC

A_v^{cal}	3.89	2.91	0	0	0	0	0	0	0
$A_v \text{ min}(\text{cm}^2)$	3	3	3	3	3	3	3	3	3
$A_v \text{ adop}$	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74	4.74
$N^{barre}/\text{par face}$	6HA10								
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(\text{cm}^2)$	0.58	0.91	0.43	0.72	0.56	0.38	0.45	0.36	0.43
$A \text{ min}(\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop}(\text{cm}^2)$	0.79	1.13	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79	0.79
$N^{barre}/\text{par face}$	1HA10	1HA12	1HA10						
St(cm)	20	20	20	20	20	20	20	20	20

Schema de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui de RDC Vx3 comme exemple

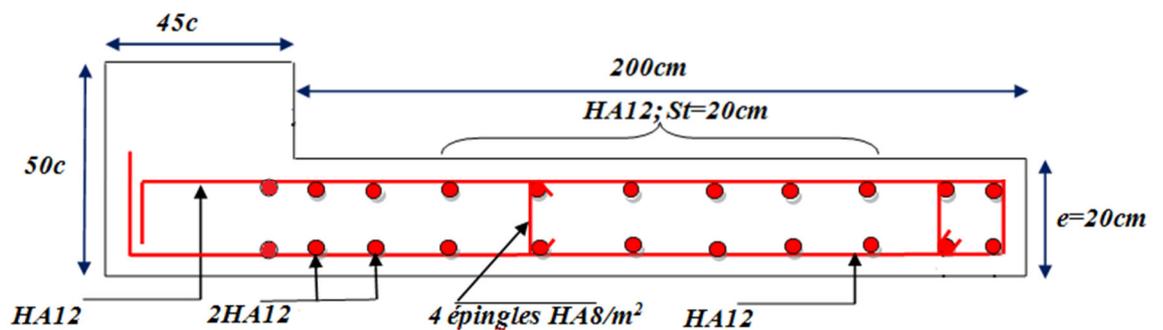


Figure. V.19: Schéma de ferrailage du voile Vx3 au niveau du RDC

Conclusion

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

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 éléments (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.2. 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.3. 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 géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1,2 bar pour une profondeur d'ancrage de 2 m.

VI.4.Choix du type de fondation :

VI.4.1. 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 obtenue par le logiciel ETABS. $N = 1721.4995 \text{ KN}$

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

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,5}{0,5} \times \frac{1721.4995}{120}} \Rightarrow B \geq 3.787 \text{ m}$$

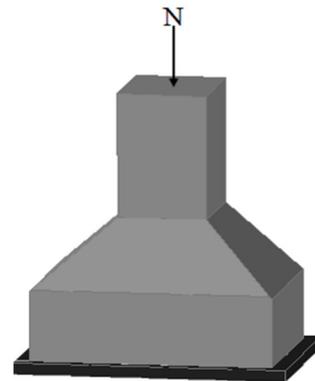


Figure .VI.1 : Semelle isolée

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolées, vu que l'entre axe minimal des poteaux est de 5 m, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.2. Vérification de la semelle filante :

Pour cette vérification, on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous les différentes combinaisons en utilisant le logiciel **ETABS**, pour tirer les efforts normaux situés sous les fils des portiques.

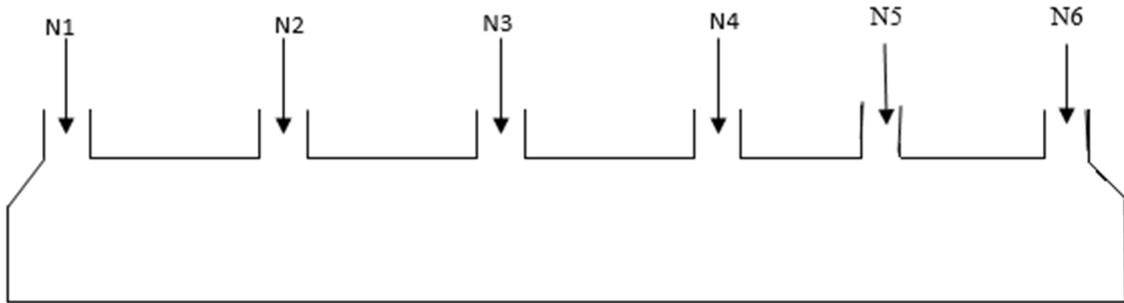


Figure .VI.2 : Semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante qui nous semble d'être la plus sollicitée, la surface totale des semelles est donnée 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 ».

$$N_1 = 2659.065\text{KN} ; \quad N_4 = 3375.45\text{KN}$$

$$N_2 = 4237.26\text{KN} ; \quad N_5 = 4123.88\text{KN}$$

$$N_3 = 2938.28\text{KN} \quad N_6 = 2778.66\text{KN}$$

$$\sum_{i=1}^6 N_i = 20112.595\text{KN}$$

$$B \geq \frac{20112.595}{120 \times 10} = 16.76 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,75m, 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.4.3. Étude de radier :

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.4.3.1. 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. ($L_{max} = 6.69m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{669}{20} = 33.45 \text{ cm} \quad \text{en prend } h_r = 35 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{669}{10} = 66.9 \text{ cm} \quad \text{en prend } h_t = 70 \text{ cm}$$

➤ 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 $K=4 \times 10^4$ KN/m³ (sol moyen)

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7$ KN/m² ;

b : largeur de la semelle ;

I = $\frac{b \cdot h_t^3}{12}$, inertie de la semelle ;

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 6.69^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 104.7 \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 104.7 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 110 \text{ cm}$

VI.4.3.2. Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{24763.10}{120} \rightarrow S_{rad} = 206.63 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = S_{bat} = 223.78 \text{ m}^2$

➤ Dimensions du radier :

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 110 \text{ cm}$;

Hauteur de la table du radier $h_r = 35 \text{ cm}$;

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

La surface du radier $S_{rad} = 223.78 \text{ m}^2$

VI.4.3.3. Vérification nécessaire :

➤ Vérification de la contrainte dans le sol

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,12 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

D'après le programme « GEOSEC », on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_G = 11.31m, & Y_G = 5.06m \\ I_x = 1466.6m^4, & I_y = 8984.81m^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum N_{Xi}}{\sum N_i} = \frac{234962.58}{24763.40} = 9.488m \\ Y_t = \frac{\sum N_{Yi}}{\sum N_i} = \frac{109633.31}{24763.40} = 4.42m \end{cases}$$

2. Excentricité de la résultante des forces par rapport au centre de la gravité (C.D.G)

$$\begin{cases} e_x = X_G - x_t = 11.31 - 9.48 = 1.83m \\ e_y = Y_G - Y_t = 5.06 - 4.42 = 0.64m \end{cases}$$

3. Les moments engendrés par l'excentricité des forces sismiques

$$\begin{cases} M_x = \sum N_i \times e_y = 24763.40 \times 1.83 = 45317.022 \text{ KN.m} \\ M_y = \sum N_i \times e_x = 24763.40 \times 0.64 = 1584.576 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4. les contraintes moyennes dans les deux sens :

❖ Sens X-X

Données :

$$N = 24.763 \text{ MN} ; M_x = 45.31 \text{ MN.m} \quad ; \quad I_{xG} = 1466.6 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{46.76}{223.78} + \frac{45.31}{1466.6} \times 5.06 = 0.266 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{24.76}{223.78} - \frac{45.31}{1466.6} \times 5.06 = 0.045 \end{cases}$$

Ce qui donne: $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,266 + 0,045}{4} = 0,188 Pa < \bar{\sigma}_{sol} = 0,12 MPa$

En remarquant que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ Sens Y-Y

$$N = 24.763 \text{ MN} ; M_Y = 15.848 \text{ MN.m} ; I_{YG} = 8984.81$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y \times X_G}{I_{YG}} = \frac{24.76}{223.78} + \frac{15.484}{8984.84} \times 11.31 = 0.133 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y \times X_G}{I_{YG}} = \frac{24.76}{223.78} - \frac{15.484}{8984.81} \times 11.31 = 0.090 \end{cases}$$

Ce qui donne: $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,133 + 0,090}{4} = 0,122 Pa < \bar{\sigma}_{sol} = 0,12 MPa$

Dans ce sens aussi la contrainte est vérifiée.

5. vérification de la stabilité au renversement (RPA : article 10.1.5) :

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

➤ Sens X-X

$$e = \frac{45.317}{24.763} \leq \frac{11.41}{4} \Rightarrow e = 1.83 \text{ m} \leq 2.85 \text{ m}$$

➤ Sens Y-Y

$$e = \frac{15.848}{24.763} \leq \frac{22.4}{4} \Rightarrow e = 0.64 \text{ m} \leq 5.6 \text{ m}$$

Les deux conditions sont satisfaites, il n'y a donc pas risque de renversement.

5. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bonde de 1m et de hauteur d

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{34025.44 \times 6.69}{2 \times 223.78} = 508.739 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{508.739 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.203 \text{ m}$$

On prend : $d = 25 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 2.03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc il Ya pas risque de la rupture par cisaillement

6. Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance 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 dans le poteau le plus sollicité.

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 $(50 \times 50) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.5 + 1.1 = 1.6 \\ B = b + h_t = 0.5 + 1.1 = 1.6 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6.4m$$

$$\Rightarrow N_d = 1.721 MN \leq 0,045 \times 6.4 \times 1.1 \times \frac{25}{1,5} = 5.28 MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de poinçonnement.

Vérification de la pousse hydrostatique :

Nous devons vérifier le bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous pression même si le rapport de sol n'indique pas la présence d'une nappe d'eau phréatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec

$$N = 24763.40 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$)

H : La hauteur d'ancrage de radier ($H=2$)

S_{rad} : Surface total du radier ($S_{\text{rad}} = 223.78 \text{ m}^2$)

γ_w : 10 KN/m^3 (poids volumique de l'eau)

$$N \geq 1.5 \times 2 \times 223.78 \times 10 = 6713.4 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

7. Ferrailage du radier général :

Le radier sera calcul comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple

Sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adaptera le même ferrailage pour tout le radier

➤ Calculs des sollicitations

Le panneau le plus sollicité est représenté ci-contre

$$\begin{cases} L_x = 5 - 0.5 = 4.5\text{m} \\ L_y = 6.69 - 0.5 = 6.19\text{m} \end{cases}$$

On a: $Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

➤ **Calcul du poids propre de radier :**

$$P_{rad} = h_r \times \gamma_b \times S_{rad} = 0.35 \times 25 \times 223.78 = 1958.075 \text{ KN}$$

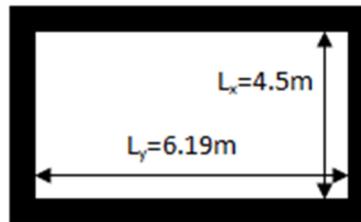


Figure .VI.3 : Le panneau le plus sollicité

➤ **Calcul du poids de la nervure**

$$P_{ner} = b_{pot} \times \gamma_b \times h_t \times \sum L_{ner} = 0.5 \times 25 \times 1.1 \times 117.59$$

$$P_{ner} = 1616.86 \text{ KN}$$

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure

$$\begin{cases} N_u^{cal} = 34015.2453 \text{ KN} \\ N_{rad} = 1958.075 \text{ KN} \\ N_{ner} = 1616.86 \text{ KN} \end{cases}$$

N_u l'effort normal ultime donné par la structure :

$$N_u = N_u^{cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner}) = 34015.245 + 1.35(1958.075 + 1616.86) = 38841.40 \text{ KN}$$

Donc :

$$Q_u = \frac{38841.40}{223.76} = 173.56 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.5}{6.19} = 0.72 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.72 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.4624 \end{cases}$$

Calcul des moments isostatiques

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0658 \times 173.56 \times 4.5^2 = 231.260 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.4614 \times 231.26 = 106.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 231.26 = 196.57 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 106.93 = 90.89 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 231.260 = -115.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de (b × h) = (1 × 0.35) m².

Tableau. VI.1 : Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St(cm)
Travée	X-X	196.57	20.61	3.192	21.99	7HA20	16
	Y-Y	90.89	9.03	2.2	9.24	6HA14	16
Appui		115.63	11.62	3.192	12.32	8HA14	14

❖ **Condition de non fragilité**

On a e = 35 cm > 12 cm et ρ = 0,72 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,72}{2} \right) \times 0,35 = 3.192 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,35 = 2,8 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // Lx: } St = 16\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}. \\ \text{Armatures // Ly: } St = 16\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}. \end{cases}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 24763.4\text{KN}$$

$$Q_u = \frac{24763.4}{223.78} = \mathbf{110.65\text{KN/m}^2}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0792 \\ \mu_y = 0,5351 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 358.89\text{KN.m} \\ M_{0y} = 192.04\text{KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 305.005\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 179.445\text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 83.7\text{KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes**

Tableau. VI.2 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s	Y	I	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Obs.
		KN.m	(cm)	(cm^4)	(MPA)		(MPA)	
Travée	x-x	305.05	11.15	163409.6	20.81 < 15	<i>N. Vérifiée</i>	52.78 < 201,63	<i>Vérifiée</i>
	y-y	163.23	7.83	4124.75	15.91 < 15	<i>N. Vérifiée</i>	396.31 > 201,63	<i>N. Vérifiée</i>
Appui		179.44	8.84	86690.50	17.88 < 15	<i>N. Vérifiée</i>	345.35 > 201,63	<i>N. Vérifiée</i>

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau. VI.3 :Section d'armateur du radier à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	305.05	1.68	0.51	53.75	56.30	7HA32	14
	y-y	0.89	0.89	0.46	31.87	34.36	7HA25	12
Appui		0.98	0.98	0.47	33.17	34.16	7HA25	14

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculer les armatures a l'ELS

Tableau. VI.4 : Vérifications des contraintes à l'ELS du radier après l'augmentation du ferrailage

Localisation		A_{adop} (cm^2 / ml)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	56.30	14.76 < 15	Vérifiée	200.18 < 201,63	Vérifiée
	y-y	34.36	9.72 < 15	Vérifiée	159.55 < 201,63	Vérifiée
Appui		35.36	10.68 < 15	Vérifiée	189.76 < 201,63	Vérifiée

❖ Vérification des espacements :

$$St \leq \min(2hr, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

❖ Schéma de ferrailage

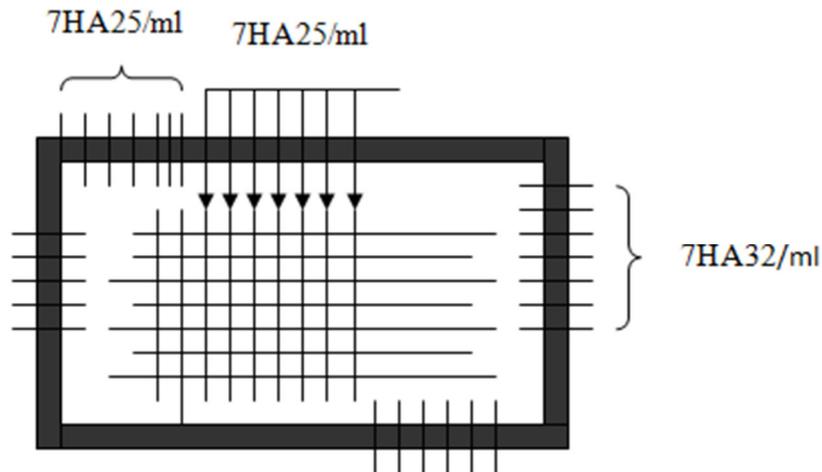


Figure.VI.4: Schéma de ferrailage de radier.

V. Etude des nervures :

Les nervures sont des sections en T inversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures

❖ Calcul des sollicitations :

• Charges triangulaires

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}} : \text{dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} : \text{Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

➤ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ Sens X-X :

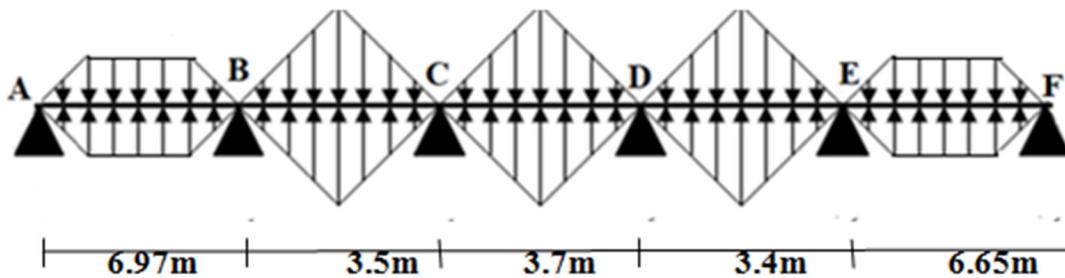


Figure .VI. 5 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X

✓ Sens Y-Y :

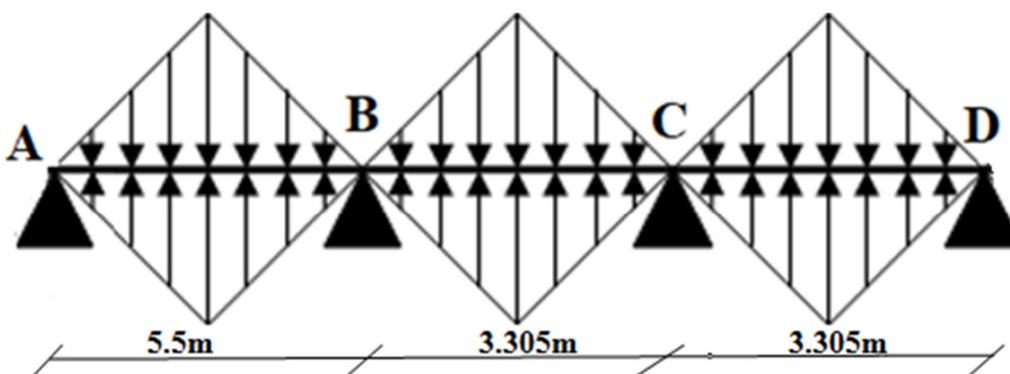


Figure .VI.6 : Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y.Y.

• Calcul des sollicitations :

Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 34025.44 - 1.35 \times 1616.86 = 31842.679 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 24763.40 - 1616.86 = 23146.54 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{31842.67}{223.78} = 142.92 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{2314.54}{223.78} = 103.43 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Sens X-X

Exemple de calcul :

Travée 2 :

On a un chargement triangulaire, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{aligned} q_m &= \frac{2}{3} \times p \times l_x & \rightarrow & \quad q_m = \frac{2}{3} \times 142.29 \times 3.5 = 332.01 \text{ KN/m} \\ q_v &= \frac{1}{2} \times p \times l_x & \rightarrow & \quad q_v = \frac{1}{2} \times 142.29 \times 3.5 = 249.007 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$q_s = \frac{2}{3} \times p \times l_x \quad \rightarrow \quad q_s = \frac{2}{3} \times 103.43 \times 3.5 = 241.336 \text{ N/m}$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau. VI. 5 : Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF
q_m^u (KN/m)	613.433	332.01	350.98	322.52	663.01
q_m^s (KN/m)	443.93	241.336	382.69	234.44	479.82
q_v (KN/m)	468.92	249.007	263.23	241.89	406.57

➤ Sens Y-Y

Tableau. VI. 6 : Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD
q_m^u (KN/m)	521.73	313.51	313.51
q_m^s (KN/m)	379.24	227.89	227.89
q_v (KN/m)	321.29	235.13	235.13

➤ 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.

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Si c'est une travée de rive

Si c'est une travée intermédiaire

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$

Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

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

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

Donc : $P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.5 \times 1.1 \times 25 = 18.56 \text{ KN/m}$

$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.5 \times 1.1 \times 25 = 13.75 \text{ KN/m}$

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Sens X-X :

✓ **A l'ELU**

Tableau. VI. 7 : 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 _t (KN.m)
AB	6.97	631.99	487.48	0	-2619.1	2.879	2619.41
BC	3.5	350.57	267.56	-2619.16	-352.69	3.641	349.22
CD	3.7	369.54	281.79	-352.69	-340.67	1.859	285.706
DE	3.4	341.08	260.45	-340.67	-2637.2	0.28	327.267
EF	6.65	681.57	425.13	-2637.22	0	3.928	2608.43

✓ **A l'ELS :**

Tableau. VI.8 : 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 _t (KN.m)
AB	6.97	457.68	0	-1933.5	2.879	1896.59
BC	3.5	255.08	-1933.5	324.36	3.641	325.013
CD	3.7	396.44	-324.36	-316.26	1.859	358.097
DE	3.4	247.86	-316.26	-1909.8	0.28	312.72
EF	6.65	493.53	-1909.8	0	3.928	1888.69

Sens Y-Y :

✓ A l'ELU

Tableau. VI. 9 : Tableau des sollicitations à l'ELU sens Y-Y.

Travées	L (m)	q_m (K N/m)	q_v (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_t (KN.m)
AB	5.5	540.29	339.85	0	-1387,2	2.283	1408.24
BC	3.305	332.02	253.69	-1387,2	-358,4	2.59	273.544
CD	3.305	332.02	253.69	-358,4	0	1.978	291.84

✓ A l'ELS :

Tableau. VI.10 : Tableau des sollicitations à l'ELS sens Y-Y.

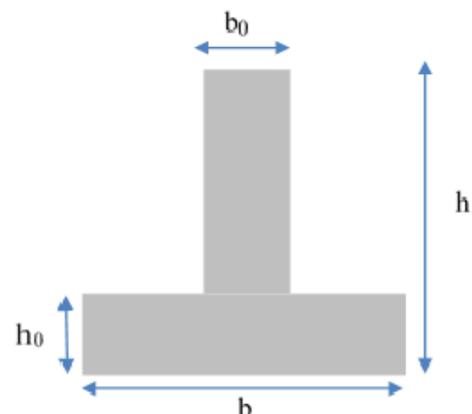
Travées	L (m)	q_m (K N/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_t (KN.m)
AB	5.5	392.99	0	-1609.44	2.282	1024.29
BC	3.305	241.64	-1609.44	-260.817	2.59	198.947
CD	3.305	241.63	-260.87	0	1.979	212.36

Ferraillage des nervures :

Le ferraillage des nervures se fera pour une section en T à la flexion simple.

Donnés :

$$\begin{cases} h = 1.1 \text{ m} ; h_0 = 0.35 \text{ m} \\ b_0 = 0.5 \text{ m} ; d = 1.75 \text{ m} \end{cases}$$



✓ Sens X-X :

Figure .VI.7 : Schéma des nervures.

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{CBA (Art 4. 1. 3)}$$

$$\frac{b - 0.5}{2} \leq \min\left(\frac{6.69}{2}; \frac{5}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.5}{2} \leq \min(3.345; 0.5) = 0.5\text{m}$$

Donc : b = 1.5 m = 150cm

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau .VI. 11: Calcul des ferrailages

Localisation		M _s (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix des barres
x-x	Travée	2619.04	64.09	10.98	8HA32=64.34
	Appui	2619.16	64.09	10.58	8HA32=64.34
y-y	Travée	1408.24	36.11	11.83	6HA25+4HA16=37.49
	Appui	1387.2	35.56	11.83	6HA25+4HA16=37.49

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(14.31; 42; 50)\text{mm}$$

Soit $\phi_t = 10\text{ mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14\text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15\text{ cm}$.

Localisation		M_s KN.m	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
X- X	travee	2619.04	0.65	0.41	130.83	132.7	8HA40+4HA32
	appui	2619.16	0.64	0.41	130.83	132.7	8HA40+4HA32
Y- Y	travee	1408.24	0.35	0.31	67.73	70.62	8HA32+2HA20
	appui	1387.2	0.34	0.30	66.47	70.62	8HA32+2HA20

Tableau .VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation	M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} $\leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travé x-x	2619.04	43.54	14291558.8	7.97<15	Vérifiée	196.43<201,63	Vérifiée
Appuis x-x	2619.16	43.54	14291558.8	7.97<15	Vérifiée	196.44<201.63	Vérifiée
travee x-x	1408.24	33.85	8915136.70	5.34<15	Vérifiée	192.27<201.63	Vérifiée
Appui	1387.2	33.85	8915136.70	5.34<15	Vérifié	189.40<201.63	Vérifiée

Armatures de peau

La hauteur de nervures est $h = 110$ cm, dans ce cas le CBA (Article A.7.3) préconise de mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de hauteur. Pour $h = 110$ cm on a : $A_p = 3 \times 1.1 = 3.3 \text{ cm}^2$. On opte pour $2\text{HA}16 = 4.02 \text{ cm}^2$

✓ Schéma de ferrailage des nervures

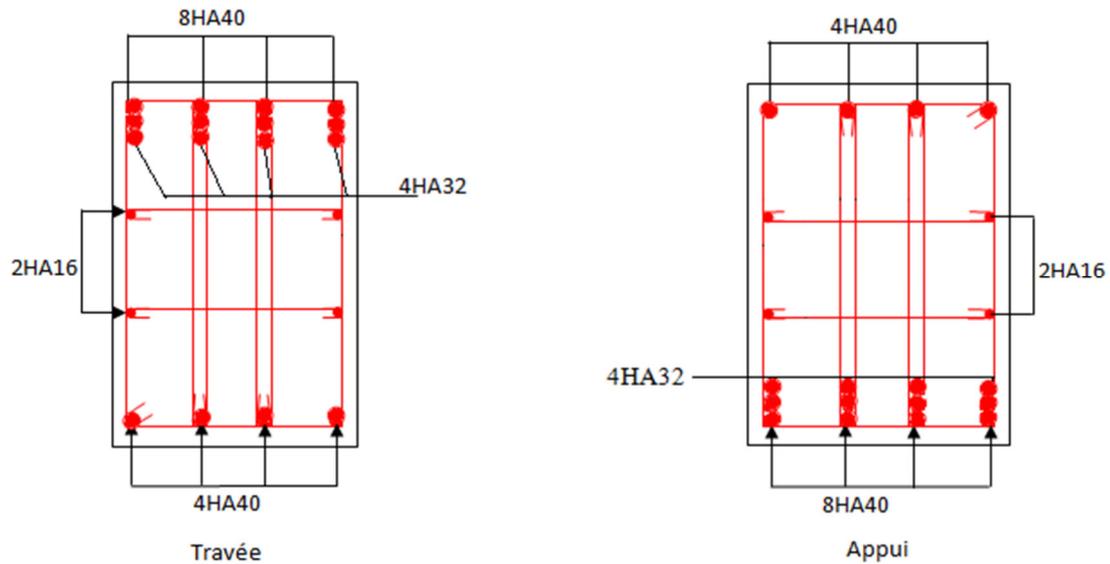


Figure .VI.8 : Ferrailage des nervures sens X-X.

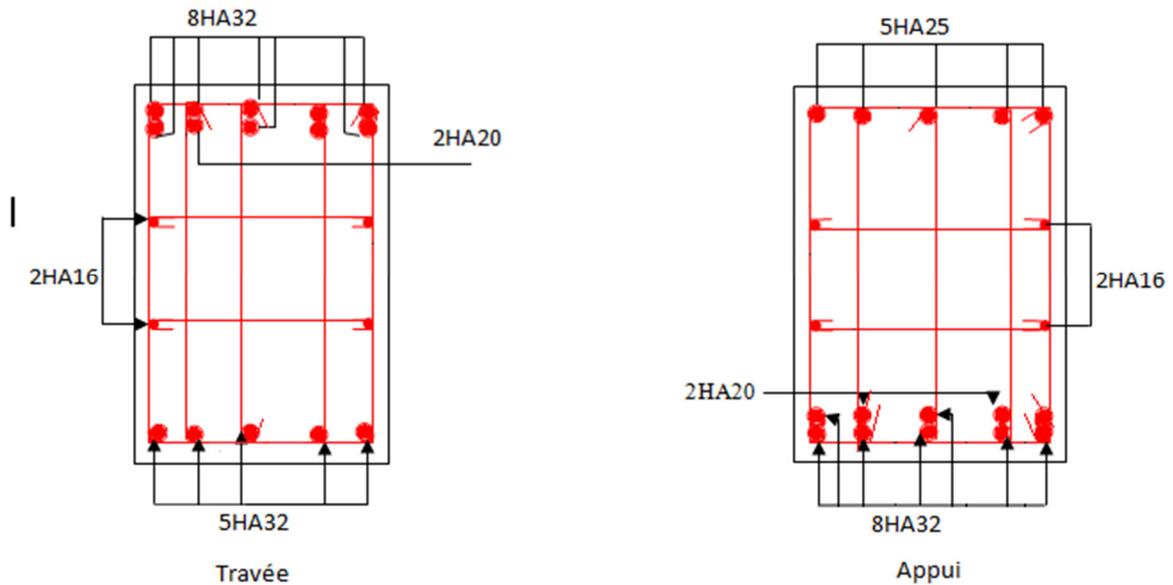


Figure .VI.9 : Ferrailage des nervures sens Y-Y.

VI.5. Voile périphérique :

VI.5.1. Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VI.5.2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=3.5-0.5=3\text{m}$
- La longueur $L=5-0.5=4.5\text{m}$
- L'épaisseur $e=20\text{cm}$

Caractéristiques du sol

Poids spécifique $\gamma_h = 20.1 \text{ KN/m}^3$

Cohésion (Sol non cohérent) $c = 1.67 \text{ bar}$

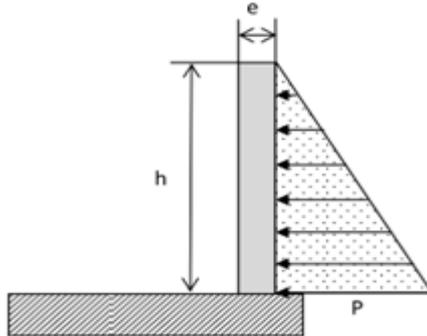


Figure .VI.10 : Poussée des terres sur les voiles périphériques

Angle de frottement : Vu la nature du sol rencontrée

L'angle de frottement $\varphi = 30.05$

➤ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3 \times 20.92 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30.35}{2} \right) - 2 \times 167 \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{30.35}{2} \right) = 69.06 \text{ KN/m}^2$$

✓ Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 3.326 \text{ KN/m}^2$$

7.2. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément

chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

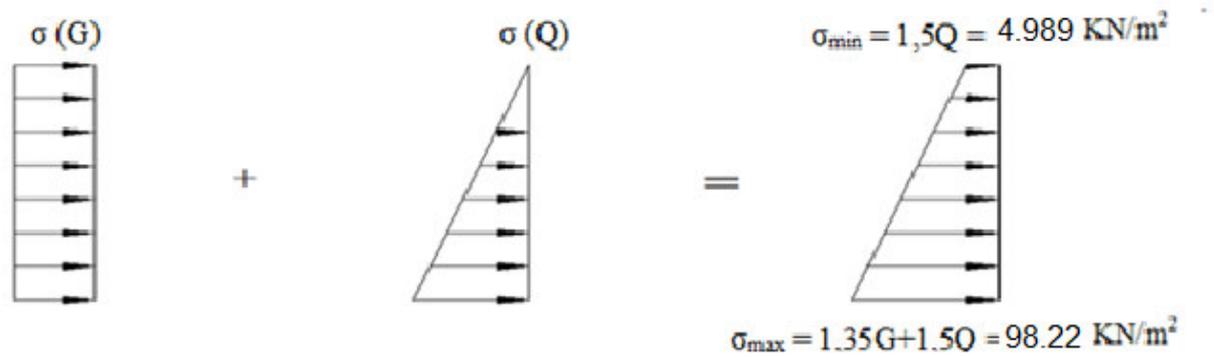


Figure. VI.11 : Répartition des contraintes sur le voile.

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 98.92 + 4.989}{4} = 74.91 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 48.55 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 3 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4.5 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 3/4.5 = 0,66 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$\rho = 0,64 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0737 \\ \mu_y = 0,3753 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0737 \times 74.91 \times 3^2 = 49.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,3753 \times 49.68 = 18.644 \text{ KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 42.228 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 15.844 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} = 24.84 \text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

Tableau .VI.15 : Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	42.22	0.172	0.177	0.139	8.70	2	6HA14 =9.24cm ²
	Y-Y	15.844	0.0495	0.063	0.146	3.11	2	4HA10= 3,14cm ²
Appui		24.84	0.077	0.101	0.143	4.95	2	4HA14= 6.16cm ²

✓ **Espacements**

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0,66 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,66) 100 \times 20 = 18.72 \text{cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{74.91 \times 3}{2} \times \frac{4.5^4}{3^4 + 4.5^4} = 94.66 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{74.91 \times 4.5}{2} \times \frac{3^4}{3^4 + 4.5^4} = 4.585 \text{ KN}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

➤ Vérification A L'ELS

$$\rho = 0,66 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0792 \\ \mu_x = 0,5351 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 69.09 + 3.326 = 72.416 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 8.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 72.416 + 8.69}{4} = 56.48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 56.48 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = 0.0792 \times 56.48 \times 3^2 = 40.25 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,5351 \times 40.25 = 21.537 \text{KN.m}$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 34.21 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 18.30 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -20.125 \text{KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes

Tableau .VI.16 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M^s	Y	I	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Obs.
		KN.m	(cm)	(cm^4)	(MPA)		(MPA)	
Travée	x-x	34.21	5.2	17998.07	9.88 < 15	Vérifiée	279.41 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	18..30	3.31	7645.32	7.92 < 15	Vérifiée	419.72 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		20.12	4.42	13221.23	6.72 < 15	Vérifiée	241.50 > 201,63	N. Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée

Tableau .VI.17 : Ferrailage des nervures à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm ² / ml)	A_{adop} (cm ² / ml)	N ^{bre} de barres
Travée	x-x	34.21	0.754	0.436	13.23	14.07	7HA16
	y-y	18.70	0.403	0.486	7.13	7.92	7HA12
Appui		20.12	0.443	0.3	7.52	7.92	7HA12

Schéma de ferrailage du voile périphérique

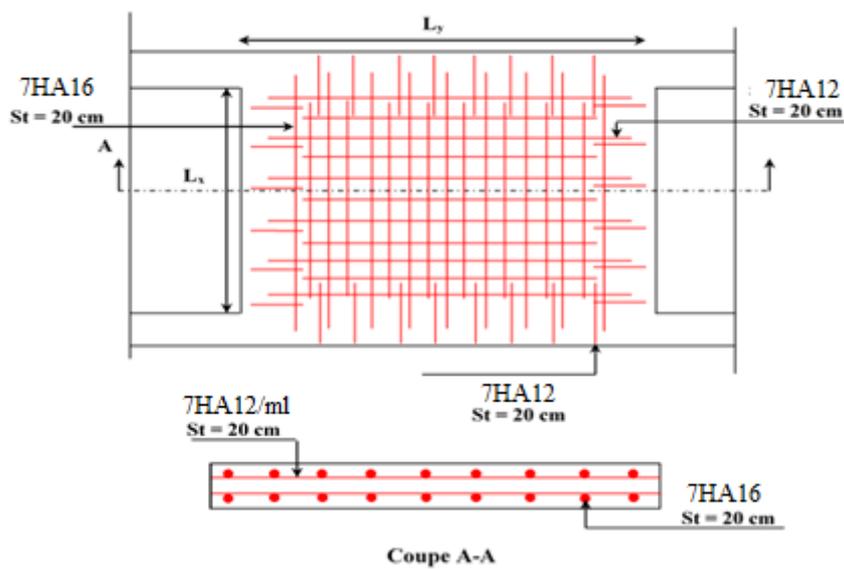


Figure .VI.12 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.

La réduction du tassement différentielle

Conclusion générale

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à suivre pour mener à bien un projet de construction. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation du logiciel ETABS 2016.

Cette étude a aussi permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus universitaire, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons:

1. La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
2. La modélisation en tenant compte des éléments secondaires (escalier; acrotère) fait que la rigidité de la structure modélisée n'est pas sous-estimée.
3. L'irrégularité de notre structure en élévation a induit une différence de rigidité entre les deux parties de la structure. Ce qui s'est répercuté sur la disposition de nos voiles.
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. Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
6. La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
7. Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
8. Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces derniers ont été ferrillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
9. Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
10. Le radier 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.

Liste bibliographique

Liste bibliographique

- BAEL91/99 : (Béton armé aux états limites)
- RPA99 : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- CBA93 : 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.

Annexes

Annexe n° 01

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.594
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.658
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.671
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.5358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1	0.0368	1	0.0441	1
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe N° 02

Table de PIGEAUD
Valeurs de $M1$ ($M2$) pour $\rho = 0.707$

		u/x										
		v/y	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M_1	0.0	/	0.260	0.208	0.175	0.152	0.135	0.121	0.109	0.098	0.088	0.080
	0.1	0.302	0.242	0.200	0.171	0.149	0.133	0.120	0.108	0.098	0.088	0.079
	0.2	0.260	0.220	0.189	0.164	0.144	0.129	0.117	0.106	0.096	0.086	0.078
	0.3	0.224	0.200	0.175	0.155	0.138	0.124	0.113	0.103	0.093	0.084	0.077
	0.4	0.200	0.180	0.162	0.146	0.131	0.118	0.108	0.098	0.089	0.081	0.074
	0.5	0.182	0.166	0.150	0.137	0.123	0.112	0.103	0.093	0.085	0.077	0.070
	0.6	0.165	0.152	0.139	0.126	0.115	0.105	0.097	0.088	0.080	0.073	0.066
	0.7	0.151	0.139	0.127	0.116	0.107	0.098	0.090	0.082	0.074	0.067	0.061
	0.8	0.138	0.127	0.116	0.107	0.098	0.090	0.083	0.076	0.068	0.062	0.057
	0.9	0.125	0.115	0.106	0.098	0.090	0.083	0.076	0.068	0.063	0.057	0.053
	1.0	0.113	0.105	0.097	0.089	0.082	0.076	0.068	0.063	0.057	0.053	0.048
Valeur de M_2	0.0	/	0.283	0.232	0.202	0.180	0.162	0.148	0.133	0.121	0.109	0.100
	0.1	0.189	0.176	0.164	0.152	0.141	0.130	0.120	0.110	0.100	0.093	0.085
	0.2	0.132	0.128	0.123	0.118	0.112	0.105	0.099	0.091	0.084	0.078	0.070
	0.3	0.103	0.101	0.098	0.095	0.091	0.086	0.081	0.076	0.070	0.064	0.059
	0.4	0.084	0.083	0.081	0.078	0.076	0.072	0.068	0.063	0.059	0.054	0.049
	0.5	0.070	0.069	0.068	0.066	0.063	0.060	0.057	0.054	0.050	0.046	0.042
	0.6	0.060	0.059	0.058	0.057	0.054	0.052	0.049	0.047	0.043	0.039	0.037
	0.7	0.052	0.051	0.050	0.048	0.047	0.046	0.043	0.040	0.037	0.034	0.032
	0.8	0.045	0.045	0.044	0.043	0.042	0.039	0.037	0.035	0.033	0.029	0.027
	0.9	0.039	0.039	0.038	0.037	0.036	0.034	0.033	0.030	0.028	0.026	0.023
	1.0	0.035	0.035	0.034	0.033	0.032	0.030	0.028	0.027	0.024	0.023	0.021

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Les plans