

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-BEJAIA
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme de Master en
Génie civil
Option : Structures

Thème

*Étude d'un bâtiment en béton armé (R+5+2 entre sol)
Contreventé par un système mixte*

Réalisé par :

- AIT AMOKRANE SOFIANE
- CHEKLAT MERIEM

Encadré par :

Mme SEGHIR

Membre de jury :

- Mr OUDNI
- Mr KERNOU

Année Universitaire : 2023/2024

Remerciement

Remerciement

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de M^{me} Seghir, on la remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent également à tous nos professeurs dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.

Nous tenons aussi à remercier l'ingénieur Halim Berri.

Enfin, nos sincères gratitudes vont vers tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de notre travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail accompagné d'un profond amour.

*À celle qui m'a arrosée de tendresse et d'espoirs, à la source
d'amour incessible, à la mère des sentiments fragiles qui ma béni
par ces prière ma chère mère **Nadia**.*

*À mon support dans la vie, qui m'a appris m'a supporté et m'a
dirigé vers la gloire, à toi mon chère papa **Boulem**.*

*À mes chères sœurs : **safia, samira, linda**.*

*À mon neveu : **Adam***

*À mes chers cousins : **Seddik, Omar, Meriem, Anes, Yasmine***

*À mes précieuses amis : **Sofiane, Lounis, Halim, Abderezak***

*À ma meilleure amie **Célia** qui ma soutenue et ma encourager
durant tout mon parcours d'étude*

*Pour finir je tiens à remercie mon binôme pour son soutien, son
courage et sa compréhension tout au long de ce projet.*

Sofiane

Dédicace

Je dédie ce travail,

À Ma chère mère,

À Mon cher père,

Qui non jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

À Ma chère grande sœur et son mari,

À Mon cher grand frère,

À Mon cher petit frère,

Et à Ma chère nièce, L.E.A.

Pour leur soutien moral, leurs encouragements durant toute l'année et surtout pour leurs conseils.

Et « je remerciai aussi tous mes chères amies (Soraya – Ryma-Imene – Mélissa) ».

Meriem

SYMBOLES

ET

NOTATIONS

Symboles	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) en général
B	Aire d'une section de béton
B_r	Section réduite du béton
C_t	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
C_u	La cohésion du sol
D	Diamètre, dalle
D	Facteur d'amplification dynamique moyen
d	Hauteur utile.
E	Actions accidentelles
E_s	Module d'élasticité de l'acier
E_{vj}	Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jours : Epaisseur, Excentricité
f_{bu}	Contrainte de compression du béton à l'ELU
f_{cj}	Résistance caractéristique de compression à j jour
f_{tj}	Résistance caractéristique de traction à j jour
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
F	Force ou action générale.
f_{ji}	La flèche correspondant à j.
f_{gi}	La flèche correspondant à g.
B_r	Section réduite du béton
C_t	Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
C_u	La cohésion du sol
E	Actions accidentelles
E_s	Module d'élasticité de l'acier
f_{bu}	Contrainte de compression du béton à l'ELU
f_{qi}	La flèche correspondant à q.
f_{gv}	La flèche correspondant à v.
Δ_f	La flèche totale.
G	Charges permanente
h_t	Hauteur totale du plancher.
h_0	Epaisseur de la dalle
h_e	Hauteur libre d'étage.
q_u	Charges réparties ultime
q_s	Charges réparties de service
I	Moment d'inertie
I	Rayon de giration
I_{ji}	Moment d'inertie correspondant à j.
I_{gi}	Moment d'inertie correspondant à g.
I_{qi}	Moment d'inertie correspondant à q.
I_{qv}	Moment d'inertie correspondant à v.
K_c	Coefficient de portance.
L	Longueur ou portée.
L_{max}	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
L_x	Distance entre nus de poutrelles.
L_y	Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
L_r	Longueur de recouvrement
L_s	Longueur de scellement
l_f	Longueur de flambement
l_g et l_d	Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
M_u	Moment de calcul ultime
M_s	Moment de calcul de service
M_a	Moment sur appui.
M_t	Moment en travée.

M_0	Moment isostatique.
M_i	Moment à l'appui i
M_j	Moment correspondant à j .
M_g	Moment correspondant à g .
M_q	Moment correspondant à q .
M_g et M_d	Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
N_u	Effort normal ultime
N_s	Effort normal de service.
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
P_g et P_d	Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.
Q	Charges d'exploitation
Q	Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section, surface
S_r	Surface du radier (m^2).
S_t	Espacement des armatures
S_{bat}	Surface totale du bâtiment
T_2	Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids propre de la structure.
W_{Qi}	pois du aux charges d'exploitation.
W_{Gi}	pois du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
Y	Ordonnée de la fibre neutre.
Z	Coordonnée, bras de levier
Z	Profondeur au-dessous de la fondation (m).
U_t	Contrainte de cisaillement (MPa).
μ	Coefficient de frottement
U_{bu}	Moment ultime réduit
U_l	Moment réduit limite.
μ_u	Moment ultime réduit.
ν	Coefficient de poisson
σ_{bc}	Contrainte du béton à la compression
σ_s	Contrainte de l'acier à la traction
σ_j	Contrainte correspondant à j .
σ_g	Contrainte correspondant à g
σ_q	Contrainte correspondant à q .
φ_t	Diamètre des armatures transversales
τ	Contrainte tangentielle de cisaillement
τ_{se}	Contrainte d'adhérence
η	Coefficient de fissuration
Ψ_s	Coefficient de scellement
ε_{bc}	Raccourcissement relatif du béton
ε_s	Allongement relatif de l'acier tendu
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
σ_{adm}	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé
q_0	Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).
$\bar{\tau}_u$	Valeur de cisaillement limite (MPa)
τ_u	Contrainte de cisaillement (MPa)

Table des matières

Introduction général

Chapitre I : Généralités

I.1	Introduction :.....	1
I.2	Présentation du projet :.....	1
I.3	Caractéristiques Géométriques De L'ouvrage :.....	1
I.4	Donnée géotechniques du site.....	1
I.5	Caractéristiques des matériaux :.....	2
I.5.1	Introduction :.....	2
I.5.2	Caractéristiques mécaniques du béton :.....	2
I.6	Coefficient de poisson :.....	4
I.7	Etat limite :.....	4
I.7.1	Etat limite ultime :.....	4
I.7.2	Contraintes à l'état limite ultime :.....	5
I.7.3	Etat limites service :.....	6
I.7.4	Contrainte limite à l'ELS :.....	6
I.8	Règlements et normes utilisés :.....	6

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1	Introduction :.....	8
II.2	Pré dimensionnement des éléments non structuraux :.....	8
II.2.1	Les planchers.....	8
II.2.2	Les poutrelles :.....	12
II.2.3	L'acrotère :.....	15
II.3	Pré dimensionnement des éléments structuraux :.....	16
II.3.1.1	Introduction.....	16
II.3.1.2	Poutre principale :.....	17
II.3.1.3	Les poutres secondaires :.....	18
II.3.1.4	Poutres de chaînage.....	18
II.4	Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :.....	23

Table des matières

II.5	Descente de charge:.....	28
II.6	Verification:.....	33
II.7	Conclusion:.....	35

Chapitre III Calcul des éléments secondaires

III.1	Introduction :.....	38
III.2	Etudes des plancher	38
III.2.1	Plancher à corps creux.....	38
III.2.1.1	Les poutrelles.....	38
III.2.1.2	Calcul de la poutrelle type 1 du plancher entre sol.....	45
III.2.1.3	Calcul des sollicitations dans la poutrelle type 5 terrasse inaccessible.....	48
III.2.1.4	Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 6 (RDC)).....	51
III.2.1.5	Ferraillage des poutrelles :.....	54
III.2.2	Planchers dalles pleines :.....	71
III.3	Etude de poutre de chaînage	91
III.4	Etude de l'acrotère.....	95
III.5	Les escaliers.....	101
III.6	Poutre palière	105

Chapitre IV : Etudes dynamique

IV.1.	Introduction :.....	112
IV.2.	Modélisation :.....	112
IV.2.1.	Modélisation de rigidité :.....	112
IV.2.2.	Modélisation de masse :.....	113
IV.3.	Méthode de calcul :.....	113
IV.3.1.	Méthode statique équivalente :.....	113
IV.3.2.	Méthode d'analyse modale spectrale :.....	114
IV.3.3.	Méthode de calcul des forces sismiques :.....	114
IV.4.	Disposition des voiles :.....	119

Table des matières

IV.5. Vérification de la période :.....	123
IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :.....	123
IV.7. Vérification de l'interaction voiles portiques.....	124
IV.7.1.Sous charges verticales.....	124
IV.7.2.Sous charges horizontales.....	125
IV.7.3.Vérification de l'effort normal réduit.....	125
IV.8. Vérification vis-à-vis des déplacements.....	126
IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	128
IV.10. Conclusion.....	129

Chapitre V Etudes des éléments structuraux

V.1 Introduction :.....	131
V.2 Etudes des poteaux :.....	131
V.2.1 Recommandations du RPA99.....	132
V.2.2 Sollicitations dans les poteaux.....	134
V.2.3 Calcul du ferrailage.....	135
V.2.4 Vérification.....	137
a) Vérification au flambement :.....	137
b) Vérification des contraintes de compression.....	138
c) Vérification aux sollicitations tangentes.....	139
V.3 Etude des poutres :.....	140
v.3.1. Introduction :.....	140
v.3.2. Recommandation du RPA 99/V2003.....	141
v.3.3. Calcul de ferrailage :.....	142
v.3.4. Les vérifications.....	145
v.3.5. Schéma de Ferrailage des poteaux :.....	150
v.3.6. Schéma de Ferrailage des poutres :.....	152
V.4 ETUDE DES VOILES.....	154
V.5 Conclusion :.....	162

Table des matières

Chapitre VI : Etudes des fondations

VI.1. Introduction :.....	164
VI.2. Combinaisons de calcul.....	164
VI.3. Caractéristiques du sol d'assise	164
VI.4. Choix du type de fondation :.....	165
VI.4.1. Vérification de la semelle isolée.....	165
VI.4.2. Vérification de la semelle filant.....	166
VI.4.3. Radier général.....	167
VI.4.3.1 Pré dimensionnement.....	167
VI.4.3.2 Calcul de la surface du radier.....	168
VI.4.3.3 Les vérifications :.....	169
VI.4.3.4 Ferrailage du radier.....	170
VI.5. Etudes des nervures.....	174
VI.6. Etude du voile Périphérique :.....	180
VI.7. Conclusion.....	186

Conclusion n générale

Bibliographie

Annexes

Plan de la structure

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I.1 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	3
Figure I.2 diagramme des contraintes-déformation d'acier.	4
Figure I.3 Diagramme des contraintes –déformation ELS.....	6

Chapitre II

FigureII. 1 Coupe transversale d'un plancher corps creux 16+4.....	9
Figure II. 2 Dalle sur quatre appuis	10
Figure II. 3 Dalle sur trois appuis	10
Figure II. 4 Dalle sur deux appuis.....	11
Figure II.5 schéma d'une poutrelle	13
Figure II.6 Plan disposition des poutrelles.....	14
Figure II.7 Schéma de l'acrotère.....	15
Figure II. 8 Dimension des poutres.....	17
Figure II. 9 Schéma statique de poutre de chaînage.....	18
Figure II. 10 Section de poteaux.....	19
Figure II. 11 Coupe du voile.....	20
Figure II. 12 Schéma d'escalier.....	21
Figure II. 13 schéma statique d'escaliers	21
Figure II. 14 surface afférente de la terrasse	30
Figure II. 15 surface afférente de l'étage courant	31

Chapitre III

Figure III. 1 schéma statique d'une poutre continue	40
Figure III. 2 Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2 et à plus de 2 travée	41
Figure III.4 Schéma statique de la poutrelle type 1	45
Figure III. 5 Schéma statique de la poutrelle type 5	48
Figure III. 6 Schéma de ferrailage Dalle pleine sur deux appuis	90
Figure III. 7 Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis	90
Figure III. 8 schéma statique de la poutre de chaînage.....	91
Figure III. 9 ferrailage de la poutre de chaînage.....	94
Figure III. 10 Schéma de ferrailage de l'acrotère.	100
Figure III. 11 ferrailage d'escalier.....	105
Figure III. 12 schéma de ferrailage de la poutre palière.....	110

Chapitre IV

Figure IV. 1 spectre de réponse selon le sens (X-X)	119
Figure IV. 2 spectre de réponse selon le sens (Y-Y)	119
Figure IV. 3 disposition des voiles.....	120
Figure IV. 4 Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16	120

Figure IV. 5 mode 1(translation suivant y-y).....	121
Figure IV. 6 mode 2 (translation suivant x-x).....	121
Figure IV. 7 mode 3(Rotation selon l'axe z-z)	122

Chapitre V

Figure V. 1 zone nodale.....	132
Figure V. 2 section d'un poteaux	138
Figure V. 3 zone nodale.....	147
Figure V. 4 schéma de ferrailage entre sol 1,2.....	151
Figure V. 5 coupe longitudinal.....	151
Figure V. 6 schéma de ferrailage	151
Figure V. 7 schéma de ferrailage	151
Figure V. 8 schéma de ferrailage étage 4,5.....	151
Figure V. 9 schéma voile plein.....	156
Figure V. 10 Zone courante et tendue dans les voiles.....	158
Figure V. 11 Schéma de ferrailage du voile Vx au niveau de entre sol.....	162

Chapitre V

Figure VI. 1 semelle isolée.....	165
Figure VI. 2 semelle filant	166
Figure VI. 3 schéma de poinçonnement.....	169
Figure VI. 4 ferrailage de radier.....	173
Figure VI. 5 Schéma statique de la nervure selon (Y-Y).....	175
Figure VI. 6 Répartitions des charges sur la nervures sens Y-Y	175
Figure VI. 7 Schéma statique de la nervure selon (X-X).....	175
Figure VI. 8 Répartitions des charges sur la nervures sens X-X	176
Figure VI. 9 schéma de ferrailage des nervures.....	180
Figure VI. 10 dispositions constructive des armatures dans la nervure.....	180
Figure VI. 11 diagrammes des contraintes trapezoidale	182
Figure VI. 12 schéma de ferrailages de voile périphérique	130

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II

Tableau II 1 Différents types de dalles pleines.....	11
Tableau II 2 Dimensions de poutrelle.....	13
Tableaux II 3 charge et surcharges d'acrotère.....	16
Tableau II 4 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	23
Tableaux II 5 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle plein.....	24
Tableau II 6 Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.....	24
Tableau II 7. Evaluation des charges du plancher étage courant.....	25
Tableau II 8 Evaluation des charges des balcons.....	25
Tableau II 9 Evaluation des charges du murs extérieurs.....	26
Tableau II 10 Evaluation des charges du palier.....	26
Tableau II 11 Evaluation des charges de la volée 01.....	27
Tableau II 12 Evaluation des charges de la volée 02.....	27
Tableau II 13 Poids des poteaux.....	29
Tableau II 14 Résultats de la descente de charge du poteau (C3).....	32
Tableau II 15 Résultat de Vérification à la compression simple.....	34
Tableau II 17 Résultat de vérification de flambement.....	35
Tableau II 18 Résumer Pré-dimensionnements des éléments.....	36

Chapitre III

Tableau III. 1 types de poutrelles.....	38
Tableau III. 2 Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	44
Tableau III. 3 choix des méthodes des calculs différents types de poutrelles.....	44
Tableau III. 4 charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons (type 1).....	45
Tableau III. 5 charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons (type 5).....	48
Tableau III. 6 charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons (type 6).....	51
Tableau III. 7 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du T.I.....	52
Tableau III. 8 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du T.a et entre sol.....	53
Tableau III. 9 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du l'étage courant.....	54
Tableau III. 10 calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	59
Tableau III. 11 vérification es contraint à ELS.....	62
Tableau III. 12 Vérification de la flèche a ELS.....	66
Tableau III. 13 Schéma de ferrailage des poutrelles.....	68
Tableau III. 14 Ferrailage de la dalle pleine a deux appuis.....	73
Tableau III. 15 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	74
Tableau III. 16 Vérification de la contrainte de compression dans l'acier.....	74
Tableau III. 17 Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	75
Tableau III. 18 Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D1).....	76
Tableau III. 19 Vérifications des contraintes à l'ELS.....	77
Tableau III. 20 Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D2).....	77
Tableau III. 21 Vérifications des contraintes à l'ELS dalle plein (2).....	78
Tableau III. 22 Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D3).....	79

Tableau III. 23	Vérfications des contraintes à l'ELS dalle plein (D3).....	79
Tableau III. 24	Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D4).....	80
Tableau III. 25	Vérfications des contraintes à l'ELS dalle plein (D4).....	81
Tableau III. 26	Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D5).....	81
Tableau III. 27	Vérfications des contraintes à l'ELS dalle plein (D5).....	82
Tableau III. 28	Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D6).....	82
Tableau III. 29	Vérfications des contraintes à l'ELS dalle plein (D6).....	83
Tableau III. 30	Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D7).....	83
Tableau III. 31	Vérfications des contraintes à l'ELS dalle plein (D7).....	84
Tableau III. 32	Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D8).....	84
Tableau III. 33	Vérfications des contraintes à l'ELS dalle plein (D8).....	85
Tableau III. 34	Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D10).....	85
Tableau III. 35	Vérfications des contraintes à l'ELS dalle plein (D10).....	86
Tableau III. 36	Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D11).....	86
Tableau III. 37	Vérfications des contraintes à l'ELS dalle plein (D11).....	87
Tableau III. 38	Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D12).....	87
Tableau III. 39	Vérfications des contraintes à l'ELS dalle plein (D12).....	88
Tableau III. 40	vérification de la flèche pour les dalles (D1 ; D2).....	88
Tableau III. 41	ferrailage de la poutre de chainage	92
Tableau III. 42	vérification des contraintes	93
Tableau III. 43	Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	95
Tableau III. 44	Les sollicitations dans l'escalier	101
Tableau III. 45	Ferrailage de l'escalier	101
Tableau III. 46	Vérification des contraintes à l'ELS.....	102
Tableau III. 47	vérification de la flèche	103
Tableau III. 48	Ferrailage poutre palière	107
Tableau III. 49	verification des contraintes a l'ELS	110

chapitre IV

Tableau IV. 1	Valeurs des pénalités P_q	115
Tableau IV. 2	Périodes et taux de participation massique de la structure	122
Tableau IV. 3	Vérification de l'effort tranchant à la base.	123
Tableau IV. 4	Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	124
Tableau IV. 5	Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	125
Tableau IV. 6	vérification de l'effort normal réduit	126
Tableau IV. 7	Vérification des déplacements selon (x-x)	127
Tableau IV. 8	Vérification des déplacements selon (y-y)	127
Tableau IV. 9	Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	128
Tableau IV. 10	les dimensions définitives des éléments structuraux	129

chapitre V

Tableau V. 1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.	133
Tableau V. 2	sollicitations dans les poteaux	134

Tableau V. 3 Ferrailage longitudinal des poteaux	136
Tableau V. 4 Armatures transversales des poteaux	136
Tableau V. 5 Vérification du flambement des poteaux.....	138
Tableau V. 6 Vérification des contraintes dans le béton.....	139
Tableau V.7 Vérification des contraintes tangentielles	140
Tableau V. 8 Ferrailage des poutres principale.....	143
Tableau V. 9 Ferrailage des poutres secondaires	144
Tableau V. 10 Vérification des contraintes tangentielles.....	145
Tableau V. 11 Vérifications de l'état limite de compression du béton :.....	146
Tableau V. 12 Les moments résistants dans les poteaux	148
Tableau V. 13 Moment résistance dans les poutres principales :	148
Tableau V. 14 Moment résistance dans les poutres secondaires	148
Tableau V. 15 Vérification des zones nodales selon le sens principale.....	149
Tableau V. 16 Vérification des zones nodales selon le sens secondaires	149
Tableau V. 17 schéma de ferrailage poutre principales	152
Tableau V. 18 schéma de ferrailage poutre secondaires	153
Tableau V. 19 Ferrailage du voile V_x dans tous les niveaux	160
Tableau V. 20 Ferrailage du voile V_y dans tous les niveaux.....	161

chapitre VI

Tableau VI. 1 Tableau du ferrailage du radier.....	172
Tableau VI. 2 Vérification des contraintes dans le béton.....	172
Tableau VI. 3 Vérification des contraintes dans l'acier	173
Tableau VI. 4 Charge répartie de nervure sens (Y-Y).....	175
Tableau VI. 5 Charge répartie de nervure sens (X-X).....	175
Tableau VI. 6 sollicitations maximales sur les nervures a l'ELU	176
Tableau VI. 7 sollicitations maximales sur les nervures a l'ELS	176
Tableau VI. 8 Sollicitation dans les nervures à l'ELS.....	177
Tableau VI. 9 Vérification des contraintes à l'ELS :.....	178
Tableau VI. 10 vérifications des contraintes a l'ELS.....	179
Tableau VI. 11 ferrailages des voiles périphérique	183
Tableau VI. 12 Vérifications des contraintes à l'ELS	184
Tableau VI. 13 Section d'armature du radier à l'ELS	185

INTRODUCTION

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'ingénierie est un domaine qui, dans la société moderne, est désormais considéré comme une nécessité fondamentale en raison de son rôle dans la création des infrastructures vitales nécessaires à tous les aspects des activités humaines, allant des transports et communications aux abris et à l'approvisionnement en eau. Ces structures comprennent des routes, des ponts, des bâtiments, des barrages et des tunnels ; différents matériaux comme le béton et l'acier sont utilisés dans le processus de construction. Construire en béton armé présente de nombreux avantages, parmi lesquels, sans toutefois s'y limiter :

- Son économie, qui est peu coûteuse par rapport à d'autres matériaux (par exemple le bois ou le métal).
- La flexibilité d'utilisation.
- La durée de vie du produit.
- La résistance au feu.

Les bâtiments peuvent perdre leur haute qualité car ils sont soumis à des forces destructrices de la nature, comme les tremblements de terre, qui peuvent entraîner des pertes de vies et de biens à grande échelle.

Des recherches, plus avancées qu'auparavant, ont été menées afin de diminuer efficacement la vulnérabilité des structures aux tremblements de terre. Des réglementations de conception et de vérification sismiques ont été élaborées.

Le génie civil est un domaine qui implique la conception, la construction et la réhabilitation de divers types d'infrastructures présents dans les villes et qui contribuent à répondre aux besoins des personnes avec le plus haut niveau de sécurité pour l'entretien.

Dans le présent mémoire nous allons appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, l'application de la réglementation technique en vigueur et les logiciels de calcul disponibles.

CHAPITRE

I

GÉNÉRALITÉS

I.1 Introduction :

L'étude de génie civil consiste à analyser et déterminer les éléments résistants d'une structure en béton armé. Afin de mener à bien une telle étude, l'ingénieur doit posséder des connaissances fondamentales qui l'aideront à atteindre un équilibre efficace entre sécurité et coût.

I.2 Présentation du projet :

Le projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment en (R+5 et 02 entres sols). Ce projet se situe au niveau de lieu-dit Oussama, commune de Bejaia destiné à usage multiple constitué de :

- Entre sol 2 parking privé.
- Entre sol 1 usage d'habitation.
- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage d'habitation.
- Du 1er étage à 3 étages usage d'habitation.
- 4 étages et 5 étages présence d'un duplexe.

I.3 Caractéristiques Géométriques De L'ouvrage :

La présente structure a pour dimensions :

- Hauteur totale25,5 m
- Hauteur 1 entre sol3,06 m
- Hauteur 2 entre sol4,08m
- Hauteur du RDC.....3,06 m
- Hauteur des étages courants.....3,06m
- La longueur totale en plan.....28,86 m
- La largeur totale en plan..... 14,6 m

I.4 Donnée géotechniques du site.

- Le sol est de catégorie S3 (sol meuble).
- Angle de frottement de $\varphi=30^\circ$.

- Une cohésion C_{μ} avoisinant 0,30 bars.
- Une densité humide $\gamma_h = 19,6$ à $20,8$ KN/m³.
- La contrainte admissible du sol est de 2,20 bars.
- Le tassement total est 1,623 cm il est admissible.
- Le sol ne présente aucune agressivité vis-à-vis du béton.

I.5 Caractéristiques des matériaux :

I.5.1 Introduction :

Les matériaux utilisés dans la construction et les charges appliquées doivent respecter les normes et répondre aux exigences fixées par la réglementation algérienne CBA 93 (équivalent à BAEL 91).

I.5.2 Caractéristiques mécaniques du béton :

➤ Résistance à la compression :

- Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{c28}
- Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge est inférieur à 28 jours on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour (j) considéré.
- On peut admettre (selon CBA 91) que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} de béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{4,76 + 0,83j} \right] \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \quad \text{BAEL91(Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \left[\frac{j}{1,4 + 0,95j} \right] \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA} \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour $j > 28$ j $f_{cj} = 1.10 \times f_{c28}$.

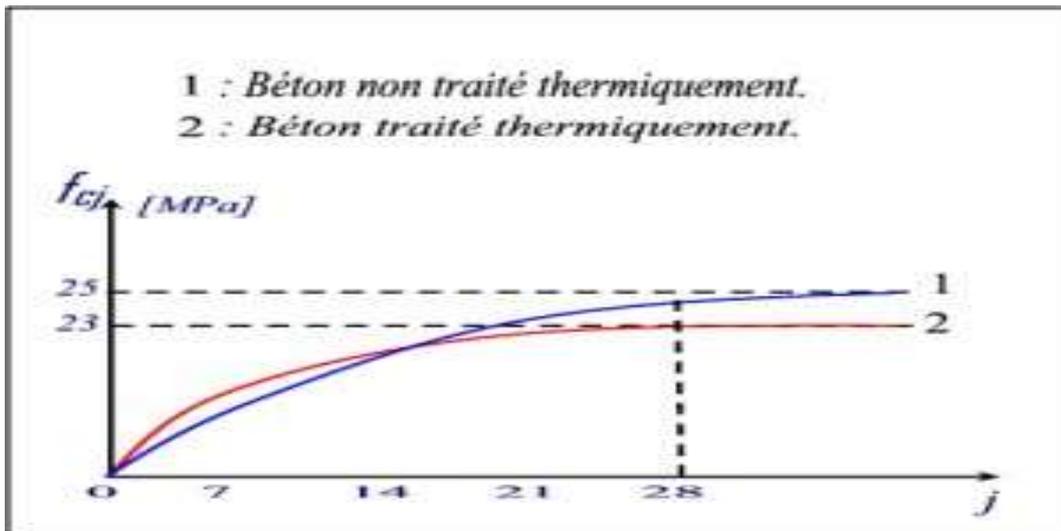


Figure I.1 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

➤ **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction se calcule à partir de la force de traction maximale approchée F_m et de la surface de section transverse de l'éprouvette au début de l'essai de traction.

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas..... $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

➤ **Résistance minimale du béton :**

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

15 MPa quand on utilise des aciers de haute adhérence.

12 MPa lorsque l'on utilise des aciers lisse

➤ **Modules de déformation longitudinale :**

Déformations instantanées sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours.

Le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} Est égale à :

$$E_{ij} = 11 \times 10^3 \times (f_{cj}^{1/3})$$

I.6 Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est pris égal à :

- ❖ 0,2 pour le calcul des déformations.
- ❖ 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

I.7 Etat limite :

Un état limite fait référence à une condition spécifique qui doit être remplie pour une structure (ou l'un de ses composants), et cette condition change si une altération défavorable se produit au cours d'une seule action. En termes simples, il s'agit d'un cas où les actions révisées ont un impact direct sur la structure ou l'un de ses composants, de telle sorte qu'elle est conforme à ces conditions.

I.7.1 Etat limite ultime :

On adopte le diagramme contrainte – déformation suivant :

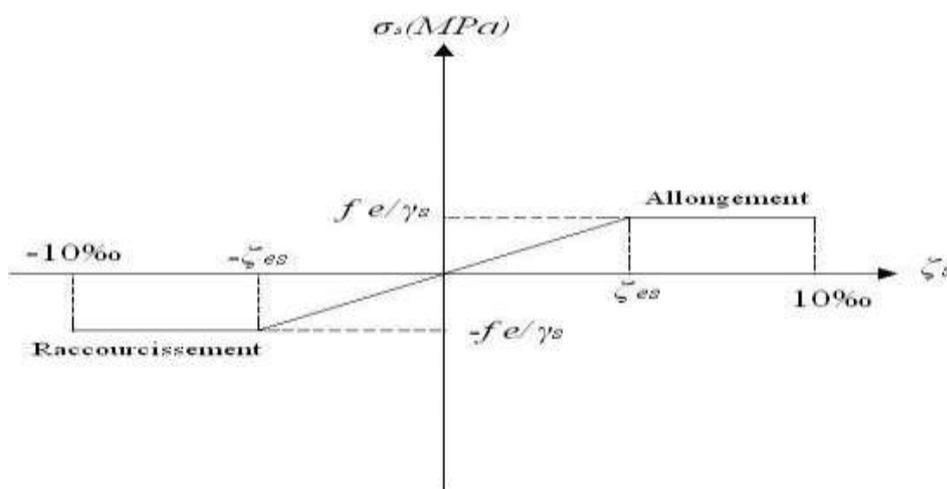


Figure I.2 diagramme des contraintes-déformation d'acier.

Il correspond à la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

On a 03 états limites.

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

I.7.2 Contraintes à l'état limite ultime :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la relation :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \quad \text{BAEL91 (article A.4.3.4)}$$

La constante 0,85 (coefficient de sécurité), tient compte du fait que l'éprouvette de béton est écrasée sous une charge instantanée tandis que l'ouvrage est soumis à des charges de longue durée d'application.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des actions.

$\gamma_b = 1,5$ cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1,15$ cas d'actions accidentelles.

$\theta = 1$ durée d'application des sollicitations supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$ durée d'application des sollicitations entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$ durée d'application des sollicitations inférieure à 1h.

I.7.3 Etat limites service :

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service. Il est donc lié aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage. Les phénomènes correspondants sont : la fissuration et les déformations.

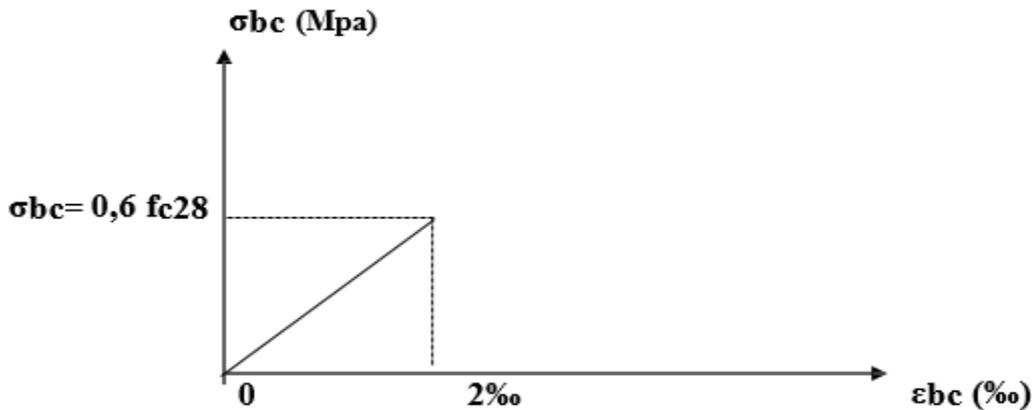


Figure I.3 Diagramme des contraintes –déformation ELS

I.7.4 Contrainte limite à l'ELS :

Elle intervient dans l'équilibre des sollicitations d'action réelles et les sollicitations Résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

I.8 Règlements et normes utilisés :

- Règles Parasismiques Algériennes 99/version 2003.
- Code Béton Armé 93.
- Document Technique Règlementaire B.C.2.2.
- Béton Armé aux Etats Limites 91/version 99.
- Document Technique Règlementaire BC2.33.2.

CHAPITRE

II

PREDIMENTIONEMENT

DES

ELEMENTS

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99 / version 2003 et le BAEL.93. et le- D.T.R.B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitations.

Dans ce chapitre on va faire le pré dimensionnement de chaque type d'élément et les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans la phase de dimensionnement.

II.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

II.2.1 Les planchers

a) Introduction :

Les planchers sont des éléments qui jouent un rôle porteur car ils supportent les charges et les surcharges. Les planches isolent les différents étages une isolation thermique et acoustique, pour notre bâtiment, on a utilisé deux types de plancher :

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

b) Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu ressemblent à des parpaings.
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression. Le plancher est entouré par un chaînage horizontal. Pour le pré dimensionnement de la hauteur des plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{art :6.8. 4.2.4}). \text{ Avec :}$$

L_{\max} : longueur maximale entre nul d'appuis selon la disposition des poutrelles .

h_t : la hauteur total de plancher.

$$L = 457 - 30 = 427 \text{ cm.}$$

Donc :

$$h_t \geq \frac{427}{22,5} \implies h_t \geq 18,98 \text{ cm}$$

On choisit : $h_t = 20 \text{ cm (16 + 4)}$

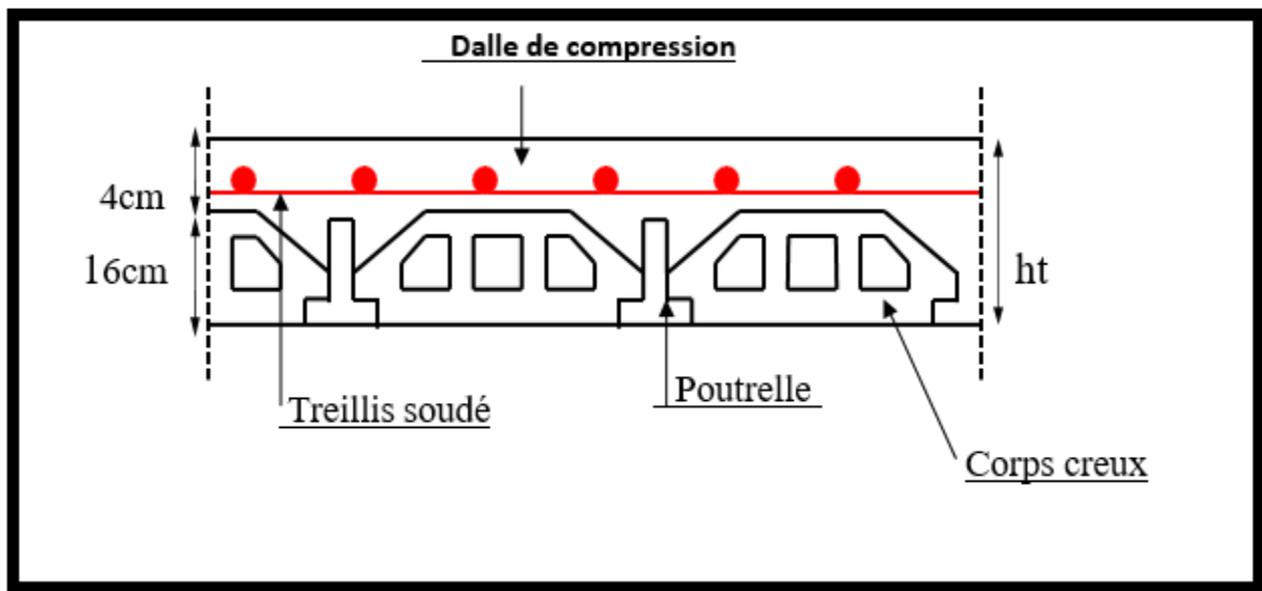


Figure II. 1 Coupe transversale d'un plancher corps creux 16+4

c) plancher en dalles pleines :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs. Les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres. Ces dalles subissent des surcharges d'exploitation importantes

$$(Q \geq 2,5 \text{ KN/m}^2).$$

On déduira l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

➤ Résistance au feu :

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

- $e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

➤ Résistance à la flexion :

Conditions à vérifier pour les dalles pleines selon leurs appuis comme suite :

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 0,4.$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{pour une dalle sur trois appuis avec } \rho \geq 0,4.$$

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

l_x : la petite portée du panneau le plus sollicité. (Nous prendrons en compte le cas le plus défavorable).

Dalle sur quatre appuis :

$$\rho = \frac{4,57}{6,05} = 0,75 > 0,4$$

$$\frac{427}{45} < e < \frac{427}{40}$$

$$9,48 < e < 10,67$$

On prend $e = 12 \text{ cm}$

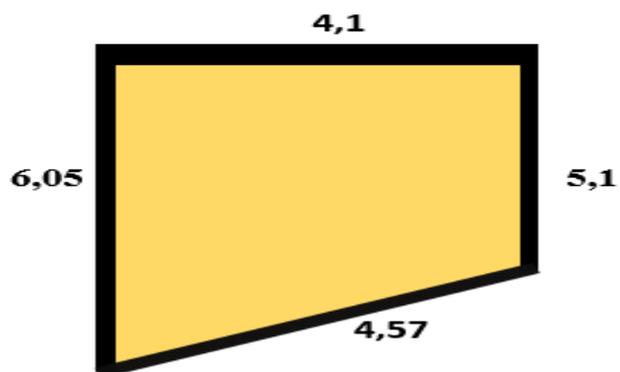


Figure II. 2 Dalle sur quatre appuis

Dalle sur trois appuis :

$$\rho = \frac{2,90}{2,9} = 1 > 0,4$$

$$\frac{290}{45} < e < \frac{290}{40}$$

$$6,44 < e < 7,27$$

On prend $e = 11 \text{ cm}$

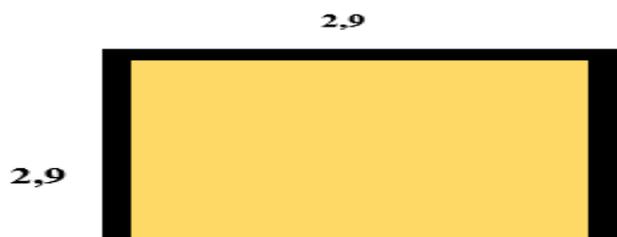


Figure II. 3 Dalle sur trois appuis

Dalle sur deux appuis :

$$e \geq \frac{120}{20}$$

$$e \geq 6$$

On prend $e = 11 \text{ cm}$

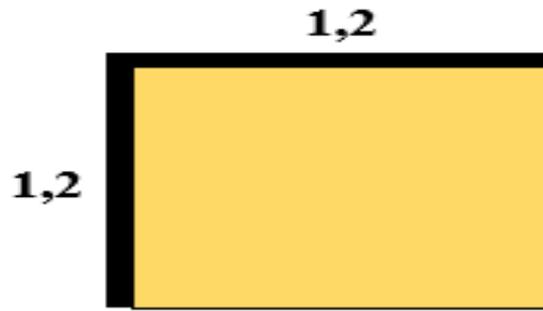


Figure II. 4 Dalle sur deux appuis

Tableau II 1 Différents types de dalles pleines

Panneaux	Schéma de la dalle	L_x (cm)	L_y (cm)	ρ	$e^{\text{Calculée}}$ (cm)	$e^{\text{adoptée}}$ (cm)
D1		457	605	0,76	11	12
D2		339	578	0,58	8	12
D3		330	330	1	8	12
D4		330	480	0,68	8	12
D5		330	410	0,8	8	12

D6		330	360	0,91	8	12
D7		330	100	0,3	3	12
D8		101	345	0,29	6	12
D9		120	170	0,67	6	12
D10		330	330	1	8	12
D11		125	180	0,69	7	12
D12		120	310	0,38	6	12

II.2.2 Les poutrelles :

Le pré-dimensionnement se fait selon les règles mises en œuvre par le CBA 93 (A.4.1.3).

La section transversale des nervures est assimilée à une section en tés (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

La largeur de la table de compression est égale a :

$$b = b_0 + 2b_1$$

Avec : $b_1 = \min \left\{ \frac{l_0}{2}, \frac{l}{10} \right\} \rightarrow b_1 = \min (27,5 ; 30)$

Soit $b = 27,5 \text{ cm} \dots\dots\dots d = 0.9 \text{ ht}$

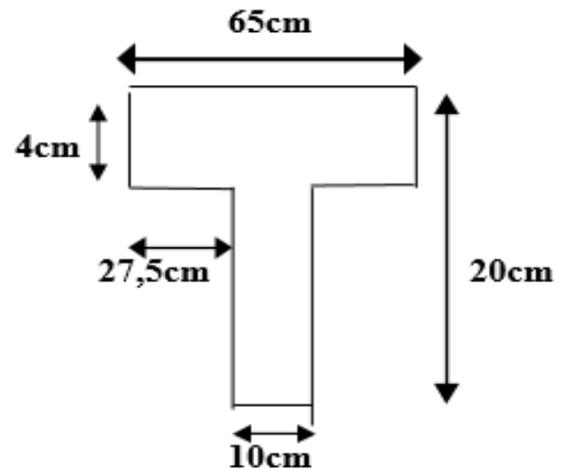


Figure II.5 schéma d'une poutrelle

Tableau II 2 Dimensions de poutrelle

Elément	Dimension
Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	4cm
Epaisseur de l'entrevous	16cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur des nervures (b_0)	10cm
Hauteur utile de la section (d)	18cm
Distance entre nus de deux nervures (l_0)	55cm
Largeur de la nervure (b)	65cm

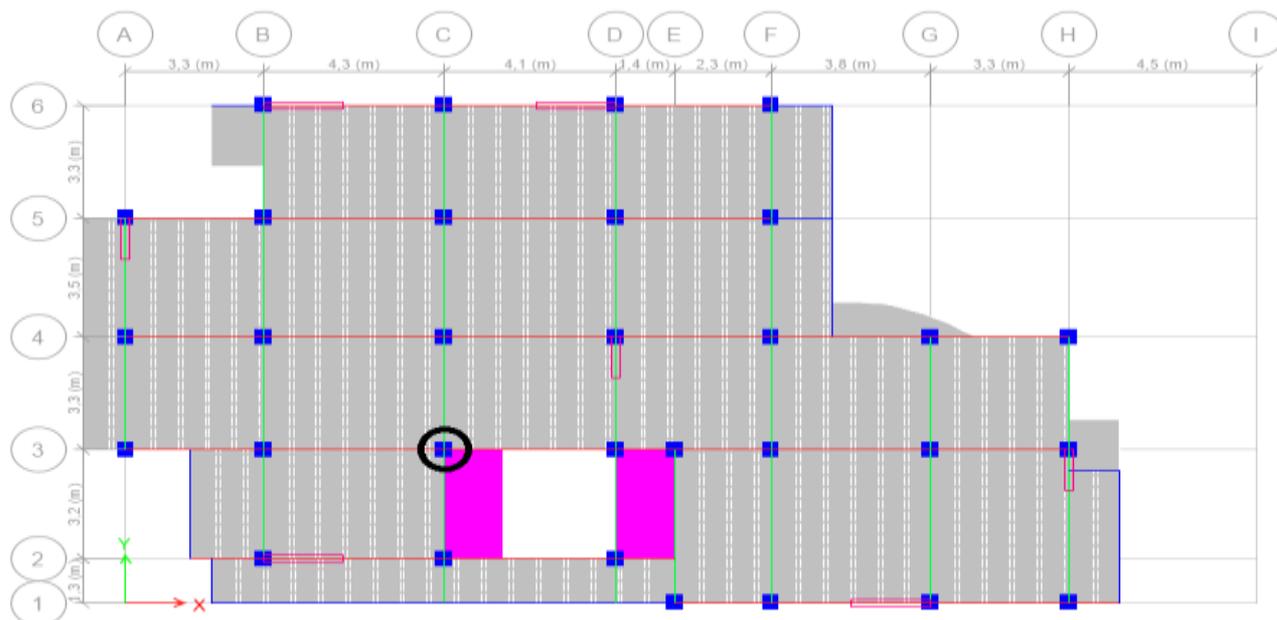
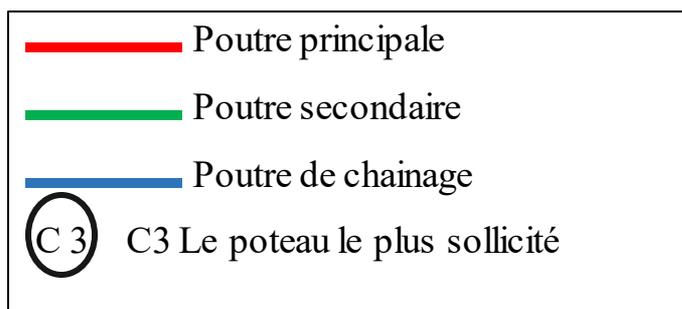


Figure II. 6 Plan disposition des poutrelles



II.2.3 L'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumis à son poids propre, à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale due à la main courante.

Elle est sollicitée par son poids propre (G)

et une poussée horizontale

$$F = \max (F_p, F_q) \text{ avec}$$

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ (RPA 99 version 2003).}$$

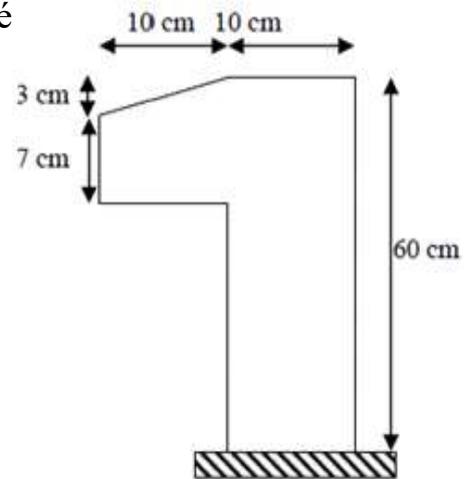


Figure II.7 Schéma

de l'acrotère

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

F_q : la poussée horizontale $F_q = 100 \text{ kg/ml}$.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m

de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

Evaluation des charges de l'acrotère :

$$G_T = G_1 + G_2$$

- $G_1 = s \times \rho_{\text{béton}} \dots\dots\dots$ (poids propre de l'acrotère
- $G_2 = \rho_{\text{ciment}} \times p \times e \dots\dots\dots$ (poids de revêtement de ciment)

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \frac{0,1 \times 0,03}{2} = 0,069 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow G_1 = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

$$P = 0,6 + 0,1 + 0,07 + \sqrt{0,03 + 0,1 + 0,1} + 0,5 = 1,73 \text{ m}$$

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

$$\rightarrow G_2 = 0,0318 \times 0,6 = 0,36 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = 1,725 + 0,36 = 2,085 \text{ KN/ml}$$

Tableaux II 3 charge et surcharges d'acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	0.36	2.085	1

II.3 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1. Pré dimensionnement des poutres :

II.3.1.1 Introduction

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton, les poutres constituant le portique ont le rôle d'assurer une certaine stabilité sismique.

On a trois (03) types de poutres :

- Poutres principales.
- Poutres secondaires.
- Poutres de chaînage

Leurs sections doivent respecter les critères de rigidité selon BAEL 91 ainsi que les conditions imposées par le RPA :

D'après le BAEL91 modifier 99 :

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La largeur b de la poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

Avec :

- L : portée de la poutre de la plus grande travée considérée.
- H : hauteur de la poutre.
- B : largeur de la poutre.

D'après le RPA 99 (version 2003) :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.3.1.2 Poutre principale :

Poutre supportant des poutres secondaires, des nervures ou des poutrelles et reposant elle-même sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles).

$$L_{max} = 636 \text{ cm} - 30 \rightarrow 40,4 \leq h \leq 60,6$$

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

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5$$

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

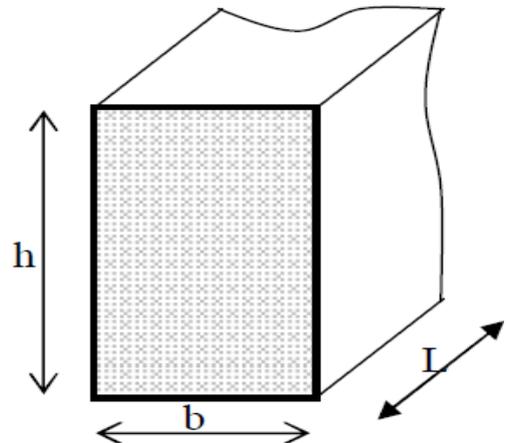


Figure II. 8 Dimension des

poutres

Vérifications :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \implies b = 30 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm} \implies h = 45 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.
- ✓ $\frac{h}{b} < 4 \implies \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

Selon le RPA et BAEL les conditions sont vérifiées donc on prend la section des poutres principales égale à $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

II.3.1.3 Les poutres secondaires :

La poutre secondaire est un élément de structure portant sur un élément principal plus important (poutre secondaire supportée par une poutre principale).

$$l_{max} = 457 - 30 \longrightarrow 28,47 \leq h \leq 42,7$$

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

$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \longrightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5$$

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

Vérifications :

$$\checkmark b \geq 20 \text{ cm} \iff b = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark h \geq 30 \text{ cm} \iff h = 35 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\checkmark \frac{h}{b} < 4 \iff \frac{35}{20} = 1,75 < 4 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Selon le RPA et BAEL les conditions sont vérifiées donc on prend les sections des poutres secondaires comme suivant : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.3.1.4 Poutres de chaînage

D'après le RPA 99 (Art 9.3.3), la dimension minimale (la largeur (b)) de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté

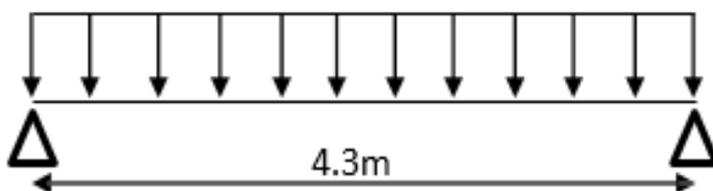


Figure II. 9 Schéma statique de poutre de chaînage

$$b \geq \max (20 \times 2/3 ; 15 \text{ cm}) \longrightarrow b \geq 15 \text{ cm} \dots \dots \text{RPA 99 (Art 9.3.3)}$$

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

✓ Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 28,67 \leq h \leq 43$$

✓ Vérification des exigences de RPA 99/2003(Article 7.5.1)

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h / b \leq 4$$

Donc on prend : $b = 30 \text{ cm}$ et $h = 35 \text{ cm}$

II.3.1 Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Ils doivent être aussi vérifiés vis-à-vis du flambement et de l'effort normal réduit. En appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 (Art7.4.1) ils doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone Iia:

- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

On adopte préalablement les sections $b_1 \times h_1$ des poteaux comme suit :

- Entre sol 2 et 1 : poteaux (50×50)
- RDC et 1^{er} : poteaux (45×45)
- 2^{ème} et 3^{ème} : poteaux (40×40)
- 4^{ème} et 5^{ème} : poteaux (35×35)

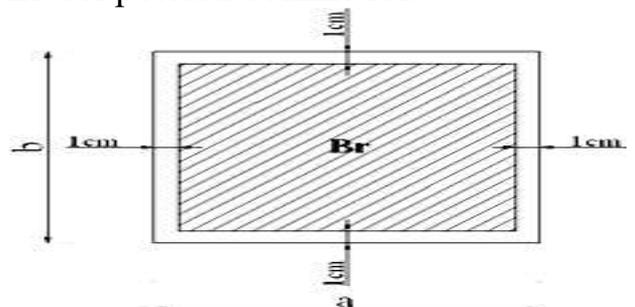


Figure II. 10 Section de poteaux

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

II.3.2 Les voiles :

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments Verticaux. Ils permettent à la structure de résister aux efforts horizontaux.

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003

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

h_e : La hauteur libre d'étage.

Pour entre sol 2 : $h_e = 4,08\text{m}$, entre sol 1 et RDC et les autre étage courants : $h_e = 3,06 \text{ m}$

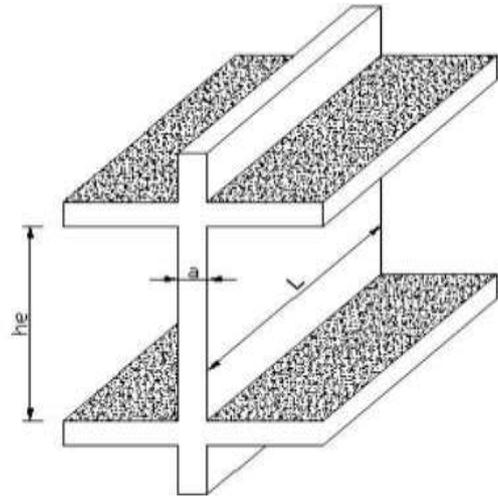


Figure II. 11 Coupe du voile

$$e \geq \max \left(\frac{408}{20} \text{ cm} ; 15 \text{ cm} \right) \Rightarrow e \geq \max (19,4\text{cm}; 15 \text{ cm})$$

Donc : $e=20 \text{ cm} \implies$ pour l'entre sol 2

$$e \geq \max (19,4\text{cm}; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e \geq \max (15,3\text{cm}; 15 \text{ cm}).$$

Donc : $e=20 \text{ cm} \implies$ pour entre sol 1 et RDC et les autre étage courants.

II.3.3 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Il permet de monter ou descendre. La montée et la descente doivent être aisées et sans danger les marches peuvent être revêtues de différentes manières en béton armé, métallique ou en bois, les différents éléments constituant un escalier sont

: e (Epaisseur du palier de repos)

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

(1) : L₀ (Longueur projetée de la volée)

(2) : g (Giron)

(3) : h (Hauteur de là contre marche)

(4) : H₀ (Hauteur de la volée)

(5) : α (Inclinaison de la pailasse)

(6) : (Emmarchement)

H : Hauteur d'étage

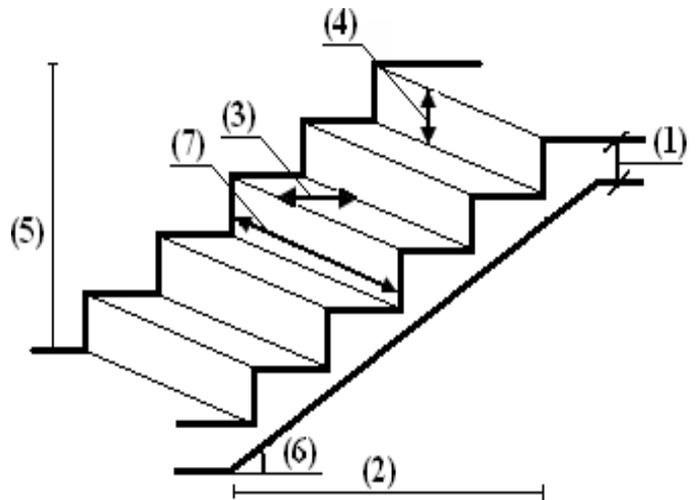


Figure II. 12 Schéma d'escalier

Dans notre projet ont à deux types d'escalier :

Type 01 d'escalier :

Escalier droit à deux volées (de 1^{er} entre sol au 5^{ème} étage)

Le pré-dimensionnement se fait en respectant la formule de **BLONDEL**

$$59\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad n : \text{Nombre de contre marches.}$$

$$h = \frac{H_0}{n} \quad n-1 : \text{Nombre de marches}$$

On pose $2 \times h + g = 64$

On remplace $\frac{L_0}{n-1} + 2 \times \frac{H_0}{n} = 64$

$$N = \frac{H/2}{h} = 9 \implies n-1 = 8$$

$$H_0 = 1,53 \text{ m} \implies h = \frac{1,53}{9} = 0,17 \text{ m}$$

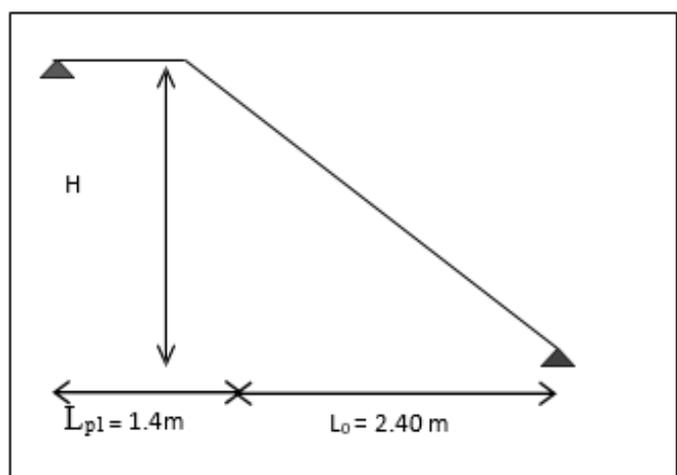


Figure II. 13 schéma statique d'escaliers

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

$$g = \frac{2,4}{8} = 0,3 \text{ m}$$

➤ **L'inclinaison de la paille**

$$\alpha = 32,52^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,843$$

➤ **La longueur de la paille :**

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,85 \text{ m}$$

$$L = l_p + l_v = 1,4 + 2,85 = 4,25 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur de la paille :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{425}{30} = 14,16 \leq e \leq \frac{425}{20} = 21,25$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

Type 02 d'escalier :

$$\text{On pose } 2 \times h + g = 64$$

$$\text{On remplace } \frac{L_0}{n-1} + 2 \times \frac{H_0}{n} = 64$$

$$n = \frac{H/2}{h} = 6 \implies n-1 = 5$$

$$H_0 = 1,02 \text{ m} \implies h = \frac{1,02}{6} = 0,17 \text{ m}$$

$$g = \frac{1,5}{5} = 0,3 \text{ m}$$

➤ **L'inclinaison de la paille**

$$\alpha = 34,22^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,827$$

La longueur de la paille :

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{1,5^2 + 1,02^2} = 1,81 \text{ m}$$

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

$$L = l_p + l_v = 1,4 + 1,81 = 3,21 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{321}{30} = 10,7 \leq e \leq \frac{321}{20} = 16,05$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

❖ **Remarque :**

On a deux autres types d'escalier :

- Escalier en bois pour les duplex 4^{eme} et 5^{eme} étage
- Escalier métallique pour les secours RDC et entre sol01

II.4 Evaluation des charges et surcharges sur les planchers :

II.4.1 Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II 4 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillons	20	0.05	1.00
Étanchéités multicouches	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique	4	0.04	0.016
Plancher à corps creux (16+4)	/	0.20	2.85
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Σ	/	/	5.62
Surcharge d'exploitation	/	/	1.00

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

Tableaux II 5 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible en dalle plein

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillons	17	0.05	0.85
Étanchéités multicouches	6	0.05	0.3
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle plein	25	0.12	3
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Σ	/	/	6.78
Surcharge d'exploitation	/	/	1.00

II.4.2 Plancher terrasse accessible :

Tableau II 6 Evaluation des charges du plancher terrasse accessible

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.44
Étanchéités multicouches	6	0.02	0.12
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique	4	0.04	0.016
Plancher à corps creux (16+4)	/	0.20	2.85
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Σ	/	/	5.41
surcharge d'exploitation	/	/	1.5

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

II.4.3 Plancher étage courant :

Tableau II 7. Evaluation des charges du plancher étage courant

Désignation des éléments	(KN/m ²)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	/	/	0.9
Revêtement en Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher a corps creux (16+4)	/	0.20	2.85
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Σ	/	/	5.1
Surcharge d'exploitation	/	/	1.5

II.4.4 Les balcons :

Tableau II 8 Evaluation des charges des balcons

Désignation des éléments	(KN/m ²)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0,15	3.75
Enduit de ciment	18	0.01	0.18
Σ	/	/	5,11
Surcharge d'exploitation	/	/	3.5

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

Pour les dalles pleines dont l'épaisseur est égale à **15 cm**, la charge permanente total est estimée à **G = 4.38 KN/m²** et la charge d'exploitation est estimée à **Q = 3.5 KN/m²**.

II.4.5 Les murs extérieurs :

Tableau II 9 Evaluation des charges du murs extérieurs

Désignation des éléments	(KN/m ²)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse	9	0.15	1.35
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Σ	/	/	2.81

II.4.6 L'escalier

II.4.6.1. Palier

Tableau II 10 Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m ²)
Revêtement carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,12	3,00
Enduit du ciment	18	0,02	0,36
Σ	/	/	4,56
Charge d'exploitation Q	/	/	2,5

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

II.4.6.2. Volée 01

Tableau II 11 Evaluation des charges de la volée 01

Designation des elements	Epaisseur m	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
Carrelageh orizontal	0.02	20	0.4
Carrelage vertical	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Paillasse	$0.15/\cos 32.52$	25	4.45
Marches	0.17/2	22	1.87
Enduit de ciment	$0.02/\cos 32.52$	18	0.43
Charge Permanente total			8.31
Charge d'exploitation			2.5

II.4.6.3. Volée 02

Tableau II 12 Evaluation des charges de la volée 02

Designation des elements	Epaisseur m	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
Carrelageh orizontal	0.02	20	0.4
Carrelage vertical	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Paillasse	$0.15/\cos 34.22$	25	3.1
Marches	0.17/2	22	1.87
Enduit de ciment	$0.02/\cos 34.22$	18	0.44
Charge Permanente total			6.97
Charge d'exploitation			2.5

II.5 Descente de charge:

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution de charge et surcharge pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente de charge permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.

Les éléments secondaires (acrotère, escaliers...)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas.

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages d'habitation, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitations de chaque étage sont réduites dans les proportions suivantes :

Sous le (niveau 7) ; Q_0

Sous le (niveau 6) ; $Q_0 + Q_1$

Sous le (niveau 5) : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le (niveau 4) : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le (niveau 3) : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le (niveau 2) : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous le (niveau 1) : $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

La réduction du coefficient se fait de 10% par étage jusqu'à 0.5.Q qui est la valeur conservée pour les étages inférieurs qui suivent.

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

Dans notre cas la descente de charge sera effectuée sur le poteau, le plus sollicité sera pris en compte pour les vérifications correspondantes nécessaires.

La descente de charge de poteau **C3** :

II.5.1.Poids propre des poteaux

$$P = b \times h \times \gamma_b \times h_e$$

Tableau II 13 Poids des poteaux

poteaux	Section (cm)	he	Poids propre(kn)
Entre sol 02	50 × 50	4,08	25,5
Entre sol 01	50 × 50	3,06	19,125
RDC et 1 ^{er} étage	45 × 45	3,06	15,49
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	40 × 40	3,06	12,24
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	35 × 35	3,06	9,37

II.5.2.Poids propres des poutres :

le calcul des poids propre des poutres principal (p_p) les poutres secondaire (p_s) Se fait comme suit :

$$P1 = b \times h \times \gamma_b \times L_{pp}$$

$$L_{pp} = 2,15 + 2,05 = 4,2 \text{ m}$$

$$p_p = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 4,2 = 14,175 \text{ (kn)}$$

$$P2 = b \times h \times \gamma_b \times L_{ps}$$

$$L_{ps} = 1,6 + 1,7 = 3,3 \text{ m}$$

$$p_s = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,3 = 8,663 \text{ (kn)}$$

$$P = P1 + P2 = 14,175 + 8,663 = 22,84 \text{ (kn)}$$

II.5.3.Poids du mur :

➤ **Entre sol 01 RDC étages :**

$$P_m = G_{mur} \times S_{mur}$$

$$P_m = 2,81 \times [2 \times (3,06 - 0,45) + 1,45(3,06 - 35)]$$

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

$$P_m = 25,71(\text{kn})$$

➤ Entre sol 02

$$P_m = G_{mur} \times S_{mur}$$

$$P_m = 2,81 \times [2 \times (4,08 - 0,45) + 1,45(4,08 - 35)]$$

$$P_m = 35,6 (\text{kn})$$

II.5.4.Charges de la terrasse inaccessible :

➤ La surface afférente de la terrasse :

$$S1 = 2 \times 1,45 = 2,9 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2 \times 1,5 = 3 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,9 \times 1,5 = 2,85 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1,9 \times 1,45 = 2,755 \text{ m}^2$$

• Sous G:

$$S_{\text{aff G}} = s1 + s2 + s3 + s4$$

$$S_{\text{aff G}} = 2,9 + 3 + 2,85 + 2,755 = 11,505 \text{ m}^2$$

• Sous Q:

$$S_{\text{aff Q}} = s_{\text{aff G}} + (b \times L)$$

$$S_{\text{aff Q}} = 11,505 + 0,3 \times (1,45 + 1,5 + 2 + 1,9)$$

$$S_{\text{aff Q}} = 13,56 \text{ m}^2$$

II.5.5.Le poids propre de la terrasse :

• Sous G :

$$p_{\text{terrasse}} = G \times S_{\text{aff G}}$$

$$p_{\text{terrasse}} = 5,62 \times 11,505$$

$$p_{\text{terrasse}} = 64,66 (\text{kn})$$

• Sous Q :

$$p_{\text{terrasse}} = Q \times S_{\text{aff Q}}$$

$$p_{\text{terrasse}} = 1 \times 13,56$$

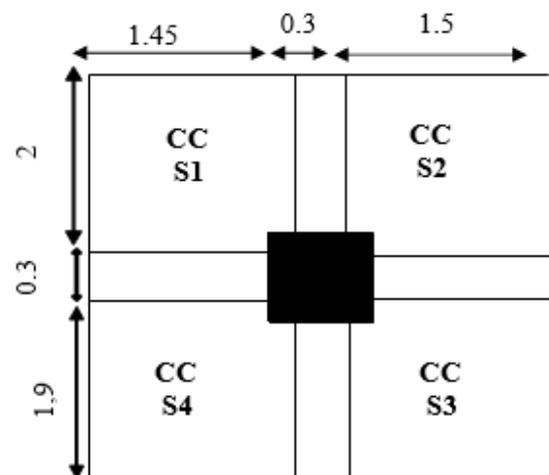


Figure II. 14 surface afférente de la terrasse

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

$$p_{terasse} = 13,56 \text{ (kn)}$$

II.5.6.Charges de l'étage courant :

➤ La surface afférente de l'étage courant :

$$S1 = 2 \times 1,45 = 2,9 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2 \times 1,5 = 3 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,9 \times 1,5 = 2,85 \text{ m}^2$$

$$S_{cc} = S1 + S2 + S3$$

$$S_{cc} = 8,75 \text{ m}^2$$

$$S_p = 1,4 \times 1,45 = 2,03 \text{ m}^2$$

$$S_v = 0,5 \times 1,45 = 0,725 \text{ m}^2$$

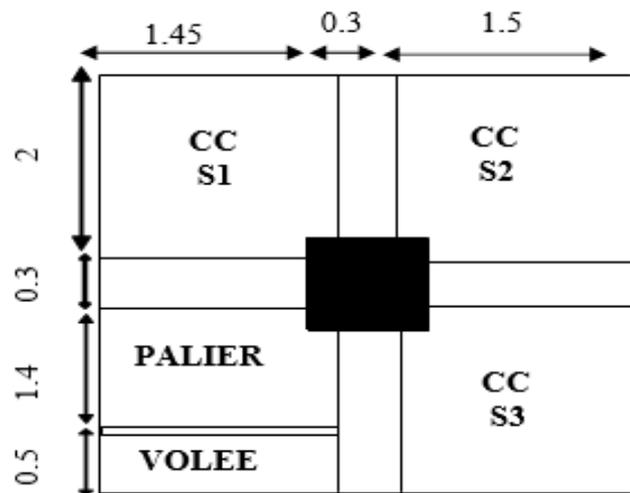


Figure II. 15 surface afférente de l'étage courant

II.5.7.Le poids propre de l'étage courant :

• Sous G :

$$p_{cc} = G_{cc} \times S_{cc} \implies p_{cc} = 5,1 \times 8,75 \implies p_{cc} = 44,625 \text{ (kn)}$$

$$p_p = G_p \times S_p \implies p_p = 6,56 \times 2,03 \implies p_p = 13,31 \text{ (kn)}$$

$$p_v = G_v \times S_v \implies p_v = 8,31 \times 0,725 \implies p_v = 6,03 \text{ (kn)}$$

$$p_{total} = p_{cc} + p_p + p_v \implies p_{total} = 44,625 + 13,31 + 6,03$$

$$p_{total} = 63,97 \text{ (kn)}$$

• Sous Q :

$$p_{cc} = Q_{cc} \times S_{cc} \implies p_{cc} = 1,5 \times 8,75 \implies p_{cc} = 13,125 \text{ (kn)}$$

$$p_p = Q_p \times S_p \implies p_p = 2,5 \times 2,03 \implies p_p = 5,075 \text{ (kn)}$$

$$p_v = Q_v \times S_v \implies p_v = 2,5 \times 0,725 \implies p_v = 1,8125 \text{ (kn)}$$

$$p_{total} = p_{cc} + p_p + p_v \implies p_{total} = 13,125 + 5,075 + 1,8125$$

$$p_{total} = 20,01$$

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

Tableau II 14 Résultats de la descente de charge du poteau (C3)

Niveau	Elément	G(KN)	Q(kn)	N	N*
8	Plancher TI	64,66	13,56	151,1145	166,22595
	Poutres	22,84			
	Poteau	9,37			
	La somme	96,87	13,56		
7	N12	96,87	20,01	345,681	380,2491
	Plancher E.C	63,97			
	Poutres	22,84			
	Poteau	9,37			
	Cloisons	25,71			
	La somme	218,76	33,57		
6	N11	218,76	20,01	541,1205	595,23255
	Plancher E.C	63,97			
	Poutres	22,84			
	Poteau	12,24			
	Cloisons	25,71			
	La somme	343,52	51,579		
5	N10	343,52	20,01	736,3185	809,95035
	Plancher E.C	63,97			
	Poutres	22,84			
	Poteau	12,24			
	Cloisons	25,71			
	La somme	468,28	69,427		
4	N9	468,28	20,01	961,7625	1057,93875
	Plancher E.C	63,97			
	Poutres	22,84			
	Poteau	15,49			
	Cloisons	25,71			
	La somme	596,29	104,514		
3	N8	596,29	20,01	1158,165	1273,9815
	Plancher E.C	63,97			
	Poutres	22,84			
	Poteau	15,49			
	Cloisons	25,71			
	La somme	724,3	120,24		

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

2	N7	724,3	20,01		
	Plancher E.C	63,97			
	Poutres	22,84			
	Poteau	19,125			
	Cloisons	25,71			
	La somme	855,945	133,345	1355,54325	1491,09758
1	N6	855,945	20,01		
	Plancher E.C	63,97			
	Poutres	22,84			
	Poteau	25,5			
	Cloisons	35,6			
	La somme	1003,855	146,39758	1574,80062	1732,28068

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (ArtB.8.1.1) nous impose de majorer l'effort N_u comme suit :

- 10% ... poteaux internes voisin 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, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%

$$N_u^* = 1,1 \times N_u$$

$$N_u^* = 1,1 \times 1574,80062 = 1732,28068 \text{ (kn)}$$

II.6 Verification:

II.6.1. Vérification à la compression simple

On prend le poteau de base entre sol 02 (50×50)

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \sigma_{bc} = \frac{0,85 F_{c28}}{\gamma_b \theta} \text{ avec } \sigma_{bc} = \frac{0,85 F_{c28}}{\gamma_b \theta} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{\sigma_{bc}} = 1732,28068 / 14,2 \dots\dots B \geq 0,122 \text{ m}^2 \text{ avec: } B = \text{section de}$$

Poteau

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton

on a $B = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$ $B = 0,25 \geq 0,122$ condition

vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-après :

Tableau II 15 Résultat de Vérification à la compression simple

Niveau	Nu*	Comparaison $B \geq B_{cal}$		Observation
		B	B _{cal}	
Etage 5	166,22595	0,1225	0,012	Vérifiée
Etage 4	380,2491	0,1225	0,027	Vérifiée
Etage 3	595,23255	0,16	0,042	Vérifiée
Etage 2	809,95035	0,16	0,057	Vérifiée
Etage 1	1057,93875	0,2025	0,075	Vérifiée
RDC	1273,9815	0,2025	0,09	Vérifiée
Entre sol1	1491,09758	0,25	0,105	Vérifiée
Entre sol 2	1732,28068	0,25	0,122	Vérifiée

II.6.2. Le flambement (stabilité en forme) :

$$Nu^* \leq \alpha \frac{Br \times F_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times F_e}{\gamma_s}$$

$$Br = (h - 2) \times (b - 2)$$

$$As = Br / 100$$

$$\alpha \begin{cases} 0,85/1 + 0,2(\lambda/35)^2 & \longrightarrow 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0,6 (50/\lambda)^2 & \longrightarrow 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = L_f / i \longrightarrow L_f = 0,7 L_0$$

$$L_0 = 3,06 \longrightarrow L_f = 2,142 \text{ m}$$

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b^4}{b^2}}$$

Tableau II 16 Résultat de vérification de flambement

Niveau	Lf (m)	b = h	λ	N* (kN)	Br	Br (m ²)	Observation Br>Br cal
5 et 4	2,142	0,35	21,2003	1344,97	0,1089	0,076678	vérifiée
3 et 2	2,142	0,4	18,5502	1795,56	0,1444	0,100726	vérifiée
1et RDC	2,142	0,45	16,4891	2257,26	0,1849	0,125213	vérifiée
ES 1	2,142	0,5	14,8402	2500,315	0,2304	0,137576	vérifiée
ES2	2,856	0,5	19,7869	2796,93	0,2304	0,158051	vérifiée

II.6.3. Vérification des conditions du RPA 99/2003 :

Notre projet est implanté dans la zone IIa , donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

Min (b, h) = 35 cm > 25 cm *Vérifiée*

Min (b, h) = 35 > he/20= 15.3 *Vérifiée*

0,25 ≤ b / h ≤ 4 *Vérifiée*

II.7 Conclusion:

Après qu'avoir fini le pré-dimensionnement des éléments secondaires et avoir effectué toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté le pré dimensionnement suivant :

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

Tableau II 17 Résumer Pré-dimensionnements des éléments

Eléments		La longueur h(cm)	La largeur b (cm)	Epaisseur (cm)
P. principale		45	30	/
P. Secondaire		35	30	/
P .chainage		35	30	/
Voile		/	/	20
Corp. creux		/	/	16+4
Dalle pleine		/	/	15
Escalier	Palier	/	/	15
	volée	/	/	15

CHAPITRE

III

CALCUL

DES

ELEMENTS

SECONDAIRES

III.1 Introduction :

principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003)

III.2 ETUDES DES PLANCHERS

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

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

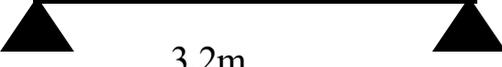
III.2.1 Plancher à corps creux

III.2.1.1 Les poutrelles

Le sens de disposition des poutrelles adopté est montré sur la figure II.6 de disposition des poutrelles, les différents types de poutrelles que nous avons alors sont les suivantes :

Tableau III. 1 types de poutrelles

types :	Schéma statiques :	Étage :
Type 1		Entresolel +RDC +étages (1-5) +T.I
Type2		Entre solel +RDC étages (1-5) +T.I

<p>Type 3</p>		<p>Entre sole 1 + RDC + étages (1-5)</p>
<p>Type 4</p>		<p>Entre sole 1 + RDC + étages (1-5) + T.I</p>
<p>Type 5</p>		<p>RDC + étages (1-5) + T.I</p>
<p>Type 6</p>		<p>Etage 5</p>
<p>Type 7</p>		<p>Etages (3 et 4)</p>
<p>Type 8</p>		<p>Etages (1 et 2)</p>
<p>Type 9</p>		<p>Entre sole 1</p>
<p>Type 10</p>		<p>T.I</p>

- **Méthodes de calcul**

Les poutrelles se calculent à la flexion simple comme des sections en T. Pour cela nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

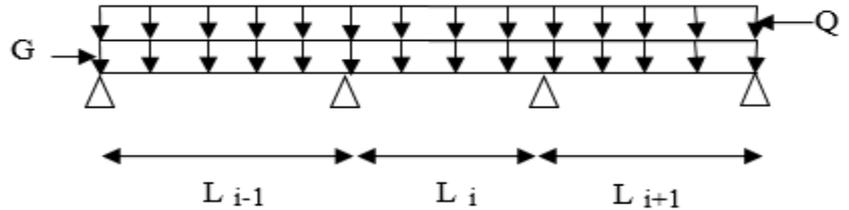


Figure III. 1 schéma statique d'une poutre continue

Pour les poutrelles isostatiques :

Le calcul des sollicitations se fait pour la méthode RDM

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

Domaine d'application (BAEL91 art B.6.2, 210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

❖ **Exposée de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Figure III.1),

Et soit $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Avec : α = coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

➤ **Evaluation des moments :**

➤ **Moment en appuis de rive :**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $(-0.15M_0)$.

Tel que $M_0 = \max (M^1_0, \dots, M^n_0)$, avec n =nombre de travées d'une poutre.

M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$)

➤ **Moment en appuis intermédiaires :**

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

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

➤ **Moment en travée :**

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

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{array} \right.$$

$$(2) : \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{array} \right.$$

(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.

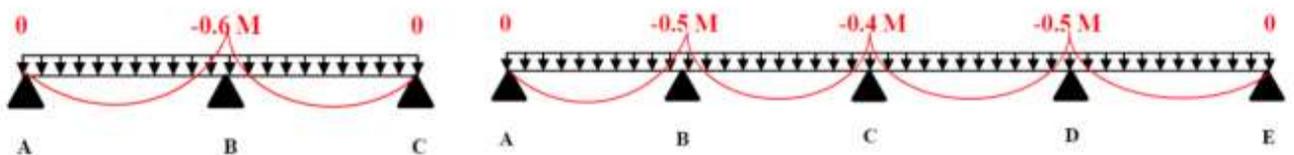


Figure III. 2 Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2 et à plus de 2 travée

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués :

- 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 appuis voisins 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 : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

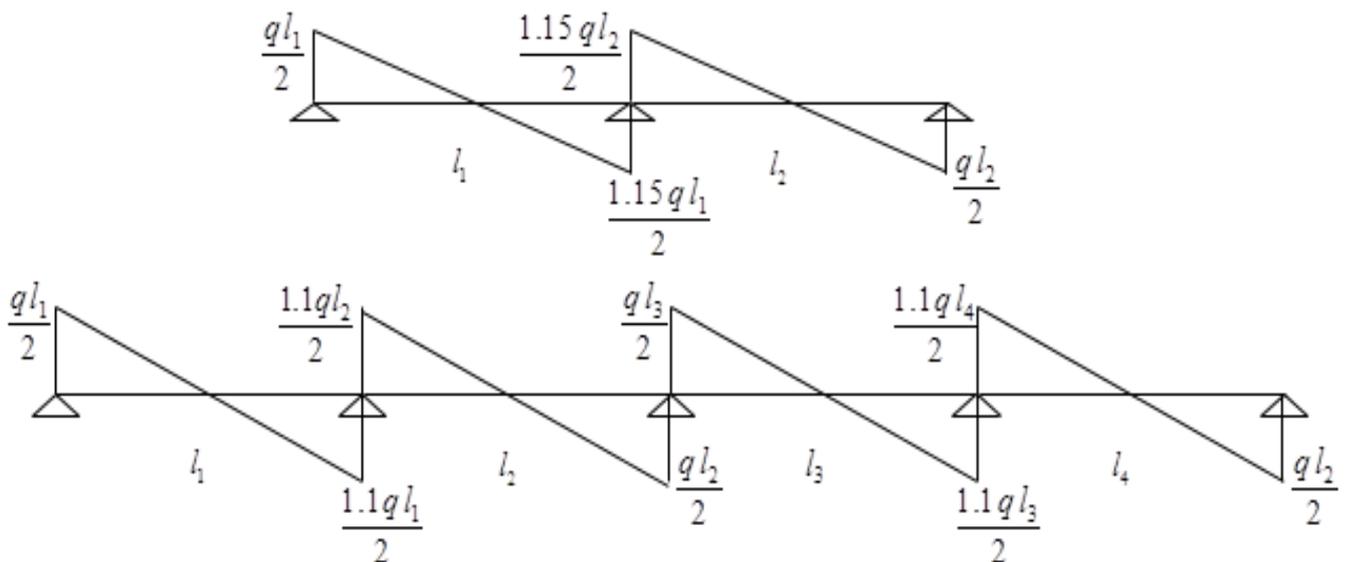


Figure III. 3 Evaluation des efforts tranchants

b) Méthode de CAQUOT (Annexe E.2 du BAEL 91)

➤ **Conditions d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer 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 :

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

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 :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q \times X}{2} \times (L - X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

➤ L'effort tranchant :

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

➤ Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{À l'ELU} : q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times b$$

$$\text{À l'ELS} : q_s = (G + Q) \times b$$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65m$.

Tableau III. 2 Charges et surcharges d’exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q_u (KN/m)	q_s (KN/)
Plancher étage courant	5,1	1.5	5,94	4,29
Terrasse inaccessible	5,62	1	6,39	4,30
Entre sol (T.a)	5,41	1,5	6,21	4,49

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

Tableau III. 3 choix des méthodes des calculs différents types de poutrelles

Type :	Condition d’application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
1, 3, 8	Vérifiée	$Q^{max}=5kn \leq \min(5kn /m^2 ; 2G)$ F.P.N $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$ I = constant	Méthode forfaitaire
10, 9, 2, 4, 5	Non vérifiée	$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode Caquot minorée
6, 7, 11		Poutrelles isostatique	Méthode RDM

➤ Calcul des sollicitations :

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple les poutrelles types 1 et du plancher entre sol et types 4 plancher terrasse inaccessible le et 5 plancher étages courant, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

➤ Méthodes forfaitaire :

III.2.1.2 Calcul de la poutrelle type 1 du plancher entre sol

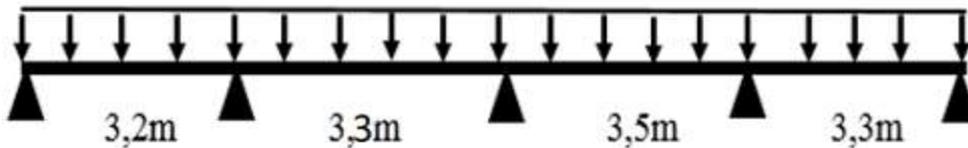


Figure III.4 Schéma statique de la poutrelle type 1

Tableau III. 4 charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons (type 1)

Désignation	G(KN /m ²)	Q (KN /m ²)	L ₀ (m)	Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)	
Plancher entre sol (terrasse accessible)	5,41	1,5	0,65	ELU	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) 0,65$ $q_u = 6,21 \text{ KN/m}$
				ELS	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = (G+Q) 0,65$ $q_s = 4,5 \text{ KN/m}$

➤ Calcul des sollicitations (M, V)

• Moment isostatique : (travée)

A l'ELU :

$$\text{Travée AB : } M_o^{AB} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} = \frac{6,21 \times 3,2^2}{8} = 7,949 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_o^{BC} = \frac{qu \times l_{BC}^2}{8} = \frac{6,21 \times 3,4^2}{8} = 8,973 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_o^{CD} = \frac{qu \times l_{CD}^2}{8} = \frac{6,21 \times 3,5^2}{8} = 9,509 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_o^{DE} = \frac{qu \times l_{DE}^2}{8} = \frac{6,21 \times 3,3^2}{8} = 8,453 \text{KN.m}$$

A P'ELS :

$$\text{Travée AB : } M_o^{AB} = \frac{qs \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4,492 \times 3,2^2}{8} = 5,75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_o^{BC} = \frac{qs \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4,492 \times 3,4^2}{8} = 6,491 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée CD : } M_o^{CD} = \frac{qs \times l_{CD}^2}{8} = \frac{4,492 \times 3,5^2}{8} = 6,878 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée DE : } M_o^{DE} = \frac{qs \times l_{DE}^2}{8} = \frac{4,492 \times 3,3^2}{8} = 6,115 \text{KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis :**

➤ **Appuis de rive :** Au niveau des appuis de rive, le moment est nul, mais il faut mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à $(- 0,15 \times M_o)$.

$$\text{Avec : } M_o = \max (M_o^{AB} ; M_o^{BC} ; M_o^{CD} ; M_o^{DE})$$

Donc : appuis A et E

$$\text{ELU : } M_u^{rive} = -0,15 \times M_o^{CD} = -0,15 \times 9,509 = -1,426 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_s^{rive} = -0,15 \times M_o^{CD} = -0,15 \times 6,878 = -1,031 \text{KN.m}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

Appuis B :

$$\text{L'ELU : } -0,5 \times \max(M_o^{AB} ; M_o^{BC}) = -0,5 \times 8,973 = -4,487 \text{KN.m}$$

$$\text{L'ELS : } -0,5 \times \max(M_o^{AB} ; M_o^{BC}) = -0,5 \times 6,491 = -3,246 \text{KN.m}$$

Appuis C :

$$\text{L'ELU : } -0,4 \times \max(M_o^{BC} ; M_o^{CD}) = -0,4 \times 9,509 = -3,804 \text{KN.m}$$

$$\text{L'ELS : } -0,4 \times \max(M_o^{BC} ; M_o^{CD}) = -0,4 \times 6,878 = -2,751 \text{KN.m}$$

Appuis D :

$$\text{L'ELU : } -0,5 \times \max(M_o^{CD}; M_o^{DE}) = -0,5 \times 9,509 = -4,755 \text{KN.m}$$

$$\text{L'ELS : } -0,5 \times \max(M_o^{CD}; M_o^{DE}) = -0,5 \times 6,878 = -3,439 \text{KN.m}$$

➤ **Moments en travées :**

$$\text{On a : } M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max((1+0,3\alpha); 1,05)M_o \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_o \quad (\text{Travée de rive})$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_o \quad (\text{travée intermédiaires})$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,41+1,5} = 0,217$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63255 \quad \Rightarrow M_t \geq \mathbf{0,63255} M_o \quad (\text{travée de rive})$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,53255 \quad \Rightarrow M_t \geq \mathbf{0,53255} M_o \quad (\text{travée intermédiaires})$$

A L'ELU:

$$M_t^{AB} = 6,223 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 5,412 \text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} = 5,849 \text{KN.m}$$

$$M_t^{DE} = 6,626 \text{KN.m}$$

A L'ELS:

$$M_t^{AB} = 4,501 \text{KN.m}$$

$$M_t^{BC} = 3,915 \text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} = 4,231 \text{KN.m}$$

$$M_t^{DE} = 4,794 \text{KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$\text{Travée AB : } V_A = \frac{qu \times L_1}{2} = \frac{6,21 \times 3,2}{2} = 9,936 \text{KN}$$

$$V_B = \frac{1,1 \times qu \times l_2}{2} = \frac{1,1 \times 6,21 \times 3,4}{2} = 11,613 \text{KN}$$

Travée BC : $V_B = 11,613 \text{KN}$

$$V_C = \frac{qu \times l_3}{2} = \frac{6,21 \times 3,5}{2} = 10,868 \text{KN}$$

Travée CD : $V_C = 10,868 \text{KN}$

$$VD = \frac{1,1 \times qu \times l_3}{2} = \frac{1,1 \times 6,21 \times 3,5}{2} = -11,954 \text{KN}$$

Travée DE : $VD = -11,954 \text{KN}$

$$VE = \frac{qu \times l_4}{2} = \frac{6,21 \times 3,3}{2} = -10,247 \text{KN}$$

III.2.1.3 Calcul des sollicitations dans la poutrelle type 5 terrasse inaccessible

➤ Méthode de Caquot :

Type 5 :

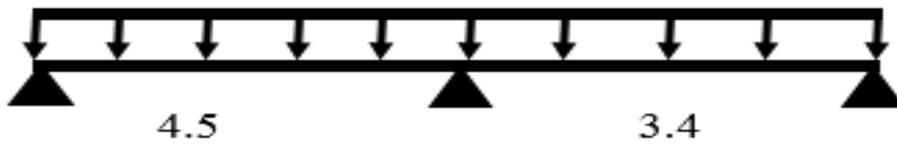


Figure III. 5 Schéma statique de la poutrelle type 5

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,5}{3,4} = 1,32 \notin [0,8 ; 1,25] \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc, dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

On applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis.

$$\text{Avec : } G' = \frac{2}{3} G \Rightarrow G' = \frac{2}{3} \times 5,62 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{À l'ELU : } pu' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \text{ et } qu' = l_0 \times pu'$$

$$\text{À l'ELS : } ps' = (G' + Q) \text{ et } qs' = l_0 \times ps' \quad l_0 = 0,65 \text{m}$$

Tableau III. 5 charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons (type 5)

Désignation	G'	Q	L ₀	Charge revenant sur les poutrelles (KN/m)
	KN/m ²	KN/m ²	m	
Plancher terrasse inaccessible	3,75	1	0,65	ELU : pu = 6,562 qu = 4,265
				ELS : Ps = 4,75 qs = 3,087

Calcul des moments :

Appuis de rive :

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante :

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

Avec :

q_g, q_d : étant le chargement à gauche (resp à droite) de l'appui.

L'_g, L'_d : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• Moments aux appuis :

- Appuis de rive :

$$M_A = M_C = -0,15 M_o$$

$$\text{Avec : } M_o = \max (M_0^1 ; M_0^2) = M_0^1 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{4,265 \times 4,5^2}{8} = 10,795 \text{KN.m}$$

$$M_0^1 = \frac{qs \times l^2}{8} = \frac{3,087 \times 4,5^2}{8} = 7,813 \text{KN.m}$$

$$\text{ELU : } M_A = M_C = -1,619 \text{KN/m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_C = -1,171 \text{KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

ELU :

$$M_B = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} = -\frac{4,265 \times [4,5^3 + 3,4^3]}{8,5 \times (4,5 + 3,4)} = -8,28 \text{KN.m}$$

ELS :

$$M_B = \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} = -\frac{3,087 \times [4,5^3 + 3,4^3]}{8,5 \times (4,5 + 3,4)} = -5,992 \text{KN.m}$$

Calcul des moments en travée :

Travée AB :

$$X = \frac{4,5}{2} - \frac{0+8,28}{5,906 \times 4,5} = 1,939 \text{ m}$$

$$M_U^{AB} = 5,906 \times \frac{1,939}{2} \times (4,5 - 1,939) - 0 \times \left(1 - \frac{1,939}{4,5}\right) - 8,28 \times \frac{1,939}{4,5} = 11,099 \text{ KN.m}$$

$$M_S^{AB} = 4,303 \times \frac{1,939}{2} \times (4,5 - 1,939) - 0 \times \left(1 - \frac{1,939}{4,5}\right) - 8,28 \times \frac{1,939}{4,5} = 8,102 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$X = \frac{3,4}{2} - \frac{-8,28-0}{5,906 \times 3,4} = 2,112 \text{ m}$$

$$M_U^{BC} = 5,906 \times \frac{2,112}{2} \times (3,4 - 2,112) - 8,28 \times \left(1 - \frac{2,112}{3,4}\right) = 4,898 \text{ KN.m}$$

$$M_S^{BC} = 4,303 \times \frac{2,112}{2} \times (3,4 - 2,112) - 8,28 \times \left(1 - \frac{2,112}{3,4}\right) = 3,583 \text{ KN.m}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$V = \frac{qu \times L_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{L_i}$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{5,906 \times 4,5}{2} - \frac{0 - 8,28}{4,5} = 11,451 \text{ KN}$$

$$V_B = - \frac{5,906 \times 4,5}{2} + \frac{0 - 8,28}{4,5} = -15,131 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 15,131 \text{ KN}$$

$$V_C = - \frac{5,906 \times 3,4}{2} + \frac{8,28 - 0}{3,4} = -7,607 \text{ KN}$$

III.2.1.4 Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 6 (RDC))

➤ **Méthode RDM**

Tableau III. 6 charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons (type 6)

Désignation	G KN/m ²	Q KN/m ²	L ₀ M	Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Plancher étage courant	5,1	1,5	0,65	ELU : $q_u = 5,938$
				ELS : $q_s = 4,29$

Moment aux appuis :

$$M_A = M_B = -0,15 M_0 \text{ KN.m}$$

ELU :

$$M_A = M_B = -0,15 \frac{5,938 \times 4,5^2}{8} = -2,254 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_A = M_B = -0,15 \frac{4,29 \times 4,5^2}{8} = -1,628 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_0 = \frac{q L^2}{8} \text{ KN.m}$$

ELU :

$$M_{AB} = \frac{5,938 \times 4,5^2}{8} = 15,030 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{AB} = \frac{4,29 \times 4,5^2}{8} = 10,859 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V = \frac{qL}{2} \Rightarrow V_A = \frac{5,938 \times 4,5}{2} = 13,360 \text{KN.m}$$

$$V_B = \frac{5,938 \times 4,5}{2} = 13,360 \text{KN.m}$$

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

Tableau III. 7 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du T.I

Types	méthodes	ELU			ELS			
		Evaluation des moments			Evaluation des moments			
		M_a^{rive} KN.m	M_a^{inter} KN.m	M_t KN.m	v_u KN	M_a^{rive} KN.M	M_a^{inter} KN.M	M_t KN.m
Type1	Forfaitaire	-1.356	-4.523	6.182	-11.371	-0.988	-3.295	4.502
Type2	Caquot	-1.618	-7.728	11.338	-15.008	-1.171	-5.592	8.275
Type4	Caquot	-1.619	-8.28	11.099	-15.131	-1.172	-5.992	8.102
Type5	RDM	-2.242		14.949	13.288	-1.633		10.891
Type10	RDM	-1.205		8.039	9.744	-0.878		5.857
MAX		-2.242	-8.28	14.949	-15.131	-1.633	-5.992	10.891

Tableau III. 8 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du T.a et entre sol

Types	méthodes	ELU			ELS			
		Evaluation des moments			Evaluation des moments			
		M_a^{rive} KN.m	M_a^{inter} KN.m	M_t KN.m	v_u KN	M_a^{rive} KN.M	M_a^{inter} KN.M	M_t KN.m
Type1	Forfaitaire	-1.426	-4.755	6.626	-11.954	-1.031	-3.439	4.794
Type2	Caquot	-1.756	-8.388	11.80 5	-12.109	-1.260	-6.017	8.561
Type3	Forfaitaire	-1.426	-4.755	7.18	-11.954	-1.031	-3.439	5.194
Type4	Caquot	-1.756	-8.987	11.54 7	-15.97	-1.260	-6.447	8.375
Type 9	Caquot	-0.916	-4.389	6.151	11.424	-0.657	-3.148	4.461
MAX		-1.756	-8.987	11.547	-15.97	-1.260	-6.447	8.561

Tableau III. 9 Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles du l'étage courant

Type s	méthodes	ELU			ELS			
		Evaluation des moments			Evaluation des moments			
		M_a^{rive} KN.m	M_a^{inter} KN.m	M_t KN.m	v_u KN	M_a^{rive} KN.M	M_a^{inter} KN.M	M_t KN.m
Type 1	Forfaitaire	-2.088	-4.547	6.36	-11.431	-1.508	-3.285	4.595
Type 2	Caquot	-1.541	-8.059	11.271	-15.151	-1.140	-5.774	8.164
Type 3	Forfaitaire	-2.088	-4.547	6.36	11.431	-1.508	-3.285	4.595
Type 4	Caquot	-1.688	-8.636	11.023	-15.28	-1.209	-6.186	7.986
Type 5	RDM	-2.254		15.030	13.360	-1.628		10.859
Type 6	RDM	-1.140		7.60	9.50	-0.823		5.491
Type 7	Forfaitaire	-2.088	-5.456	6.984	11.95	-1.508	-3.941	5.046
MAX		-2.254	-8.636	15.030	-15.28	-1.68	-6.186	10.859

III.2.1.5 Ferrailage des poutrelles :

Ferrailage longitudinales poutrelles vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales.

A-calcul à l'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple.

✓ si $M_{tu} \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc

la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_0$).

✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

Les poutrelles vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales.

Exemple de calcul (type 6 de terrasse inaccessible)

Donné :

$f_e = 400$ MPA ; $f_{c28} = 25$ MPA ; $h = 20$ cm ; $h_0 = 4$ cm ; $f_{bu} = 14,2$ MPA ;

$b = 65$ cm ; $b_0 = 10$ cm.

ELU :

$$M_u^{rive} = -2,242 \text{ KN.m}$$

$$M_u^{inter} = -8,28 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 14,949 \text{ KN.m}$$

$$V = 15,131 \text{ KN}$$

ELS :

$$M_s^{rive} = -1,633 \text{ KN.m}$$

$$M_s^{inter} = -5,992 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 10,891 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferrailage en travée :**

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

$$M_{Tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} \geq M_{tu}$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,949 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0,050$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4) = 0,392 > \mu_{bu} = 0,050$$

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont

pas nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1 \times 15} = 348 MPa$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.064$$

$$z = d(1 - 0 \times 4\alpha) \Rightarrow z = 0.175m$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = 2,450 cm^2$$

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 cm^2$$

La $A = 2,450 cm^2 > A_{Min} = 1,41 cm^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

On prend : $A_s = 1HA 10 + 3HA10 = 3,15 cm^2$

➤ **Ferraillage en appuis :**

- Appuis intermédiaire :

$$M_{Interne}^a = -8,28 KN.m$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme

une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^{inter}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,28 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,180$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1799}) = 0,25$$

$$z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,25) = 0,162$$

$$A_{inter} = \frac{M_{max}^a}{z \times f_{st}} = \frac{8,28 \times 10^{-3}}{0,162 \times 348} = 1,469 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{inter} = 1,469 > A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2 \text{ . Condition vérifiée}$$

On prend = 2 HA 10 = 1,57 cm²

- Appui de rive :

$$M_u^{rive} = -2,242 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^{rive}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,242 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,052$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0487}) = 0,067$$

$$z = 0,18(1 - 0,4 \times 0,0625) = 0,175$$

$$A_{rive} = \frac{M_{max}^a}{z \times f_{st}} = \frac{2,242 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 0,368 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{rive} = 0,368 > A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{tj}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,22 \text{ cm}^2.$$

On choisit : 1HA10 = 0,79 cm²

• Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 15,131 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{15,131 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,840 \text{ MPA}$$

$$\text{FPN} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right] = 3,33 \text{ MPA} \quad \gamma_b = 1,5$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,84 \text{ MPA} < 3,33 \text{ MPA}$ Vérifier \Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

➤ **Ferrailage transversales :**

• **Choix des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left(\Phi_t^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (10; 5,71; 10) \text{ mm}$$

On choisit un étrier $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2\Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$(1) : s_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$(2) : s_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow s_t \leq 57 \text{ cm}$$

$$(3) : s_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times k \times f_{t28})} \Rightarrow s_t \leq 67,56 \text{ cm}$$

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

On adopte: $s_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant v_u :

➤ **Appui de rive :**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \Rightarrow \frac{1,15}{400} \times 15,131 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0,435 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_l = \geq 0,435 \text{ cm}^2$

➤ **Appui intermédiaire :**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 \times d} \right) \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \left(15,131 \times 10^{-3} - \frac{8,28 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -1,03 < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

➤ **Vérification de la bielle :**

—

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times v_u}{a \times b_0} < \sigma_{bc} \quad \text{avec : } a = \min [0,9 \times d; (\text{longueur de l'appui} - 4) \text{ cm}]$$

$$a = 16,2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } v_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Rightarrow 15,131 \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,1 \times 25 \times 10^{-3}$$

$$15,131 \text{ KN} \leq 108,135 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times v_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPA} \quad \text{avec ; } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0,275 \text{ m}$$

$$\tau_1^u = \frac{0,275 \times 15,131 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,1 \times 0,04 \times 0,18} = \dots < \tau = 3,33 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

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

Niveaux	endroi t	M (KN. m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopter}$ (cm ²)
Terrasse inaccessible	travée	14,94	0,050	0,064	0,175	2,450	1,41	3HA10+1HA10 =3,15
	Appui inter	8,28	0,180	0,25	0,162	1,469	0,22	2HA10 = 1,57
	Appui rive	2,242	0,052	0,067	0,175	0,367	0,22	1HA10 = 0,79
Etage courant	travée	11,54	0,038	0,049	0,176	1,881	1,41	3HA10 = 2,36
	Appui inter	8,987	0,195	0,274	0,160	1,612	0,22	3HA10 = 2,36
	Appui rive	1,756	0,038	0,048	0,176	0,286	0,22	1HA10 = 0,79

entre sol+ Terrasse accessible	travée	15,03	0,050	0,064	0,175	2,46	1,41	3HA10+1HA10 =3,15
	Appui inter	8,636	0,188	0,262	0,161	1,54	0,22	2HA10 = 1,57
	Appui rive	2,254	0,049	0,062	0,175	0,369	0,22	1HA10 = 0,79

➤ **Vérification à l'ELS :**

- Vérification des contraintes.
- Vérification d'état limite de déformation (La flèche).

➤ **Vérification des contraintes**

- **En travée**

$$M_{ser} = 10,891 \text{ KN.m} \quad ; \quad A = 3,15 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 3,15 \times 10^{-4} \times (0,18 - 0,04)$$

$$\Rightarrow A' = 0 \Rightarrow H = 1,415 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de y :

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

$$\frac{65}{2} \times y^2 + [(65 - 65) \times 4 + 15 \times 3,15] \times y - [(65 - 65) \times \frac{4}{2} + 15 \times 3,15 \times 18] = 0$$

$$32,5y^2 + 47,25 y - 850,5 = 0$$

$$Y = 4,44 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{10 \times 3,38^3}{3} - \frac{(65-10)}{3} \times (3,38-4)^3 + 15 \times 3,15 \times (18-3,38)^2.$$

$$I = 10584 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10,891 \times 10^{-3} \times 4,44 \times 10^{-2}}{10584 \times 10^{-8}} = 4,568 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis :**
- **Appuis intermédiaires :**

$$M_{ser r} = 5,992 \text{ KN.m},, A=1,57 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1,57 \times y - 15 \times 1,57 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 7,15 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{10}{3} \times 7,15^3 + 15 \times 1,57 (18 - 7,15)^2 \Rightarrow I = 3990,80 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5,992 \times 10^{-3} \times 7,15 \times 10^{-2}}{3990,80 \times 10^{-8}} = 10,75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis de rive :**

$$M_{ser} = 1,633 \text{ KN.m} ; A=0,79 \text{ cm}^2$$

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

$$\frac{10}{2} y^2 + 15 \times 0,79 \times y - 15 \times 0,79 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 5,45 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{10}{3} \times 5,45^3 + 15 \times 0,79 (18 - 5,45)^2 \Rightarrow I = 2406 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1,633 \times 10^{-3} \times 5,45 \times 10^{-2}}{10^{-8} \times 2406} = 3,7 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Tableau III. 11 vérification es contraint à ELS

Niveau	endroit	M (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	Observation
Terrasse Inaccessible	Travée	10,891	3,15	4,44	10584	4,567 ≤ 15	Vérifiée
	Appui inter	5,992	1,57	7,15	3990,80	10,75 ≤ 15	Vérifiée
	Appui de rive	1,633	0,79	5,45	2406	3,7 ≤ 15	Vérifiée
Etage courant	Travée	10,859	3,15	4,44	10584	4,55 ≤ 15	Vérifiée
	Appui Inter	6,186	1,57	7,15	3990,80	11,08 ≤ 15	Vérifiée
	Appui de rive	1,68	0,79	5,45	2406	3,807 ≤ 15	Vérifiée
Terrasse Accessible Et entre sol	Travée	8,561	2,36	3,92	8323	4,028 ≤ 15	Vérifiée
	Appui Inter	6,447	2,36	8,29	52367	10,207 ≤ 15	Vérifiée
	Appui De rive	1,260	0,79	5,45	2406	2,855 ≤ 15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**
 - **Condition de la vérification de la flèche :**

Donné :

$$L = 4,5 \text{ m} ; h = 0,2 \text{ m} ; M_o^s = M_t^s = 10,891 \text{ KN.m (isostatique)}$$

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes Ne Sont pas satisfaites.

1. $h \geq \frac{M_{st}}{15 \times M_{st}} \times L \Rightarrow h = 0,20 \text{ m} < 0,3 \text{ m}$ **Non vérifiée**
2. $A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} \Rightarrow A = 3,15 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2$ **Non vérifiée**
3. $L \leq 8 \text{ m} \Rightarrow L = 4,5 \text{ m} < 8 \text{ m}$ **vérifiée**

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle type (6) de la terrasse inaccessible car c'est elle qui a la travée la plus grande (L=4.5 m)

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 (art B.6.5, 2) comme suit.

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{ip} : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Valeur limite de la flèche BAEL91 (art B.6.5, 2) ;

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$\frac{l}{500}$ si la portée $l \leq 5$ m.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{4,5}{500} = 9mm$

Les propriétés de la section :

$y = 3,38cm$; $I = 10232,51 \text{ cm}^4$; $A_s = 3,15 \text{ cm}^2$

$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPA}$; $E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPA}$

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0,65 \times 2,85 = 1,852 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{gser} = 0,65 \times 5,62 = 3,653 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5,62 + 1) = 4,30 \text{ KN} / \text{m}$$

$$M_{gser} = 1 \times \frac{q_{gser} \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 1 \times \frac{3,653 \times 4.5^2}{8} = 9,246 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 1 \times \frac{q_{jser} \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 1 \times \frac{1,852 \times 4.5^2}{8} = 4,687 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 1 \times \frac{q_{pser} \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 1 \times \frac{4.30 \times 4.5^2}{8} = 10,884 \text{ KN.m}$$

➤ Avec : $j = G - G^{\text{revêtement}} = 5,62 - (0,2 + 0,016 + 1,43 + 0,12 + 1) = 2,85 \text{ KN/m}$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3,15}{10 \times 18} = 0,0175$$

$$\lambda \Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 27,5 \times 2,1}{(2 \times 27,5 + 3 \times 10) \times 0,0175} = 2,437$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \quad \lambda_i = 0,975$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \quad ; \quad \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times 4,687 \frac{(18 - 4,44)}{10584} \Rightarrow \sigma_{js} = 90,085 MPa$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times 9,246 \frac{(18 - 4,44)}{10584} \Rightarrow \sigma_{gs} = 177,69 MPa$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times 10,884 \frac{(18 - 4,44)}{10584} \Rightarrow \sigma_{ps} = 209,162 MPa$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0175 \times 177,69 + 2.1} = 0,7472$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0175 \times 90,085 + 2.1} = 0,5628$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0175 \times 209,162 + 2.1} = 0,7804$$

➤ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :

$$I = \frac{b}{3} v^3 + \frac{b_0(y-v)^3}{3} - \frac{(b-b_0) \times (v-b_0)}{3}$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fji} = \frac{1.1 \times 48311.41}{1 + 3.28 \times 0.49} = 20383 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 48311.41}{1 + 3.28 \times 0.73} = 15655.95 \text{ cm}^4$$

$$I_{fjp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fjp} = \frac{1.1 \times 48311.41}{1 + 3.28 \times 0.76} = 15214.88 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv_g} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fv_g} = \frac{1.1 \times 48311.41}{1 + 1.31 \times 0.73} = 27164.83 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{3.83 \times 4.7^2}{10 \times 32164.2 \times 20383} \times 10^7 = 0.13 \text{ cm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{8.76 \times 4.7^2}{10 \times 32164.2 \times 15655.95} \times 10^7 = 0.38 \text{ cm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{8.76 \times 4.7^2}{10 \times 10721.4 \times 27164.83} \times 10^7 = 0.66 \text{ cm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{10.11 \times 4.7^2}{10 \times 32164.2 \times 15214.88} \times 10^7 = 0.46 \text{ cm}$$

La flèche totale Δf

Tableau III. 12 Vérification de la flèche a ELS

niveau	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible +entre sol	Etage courant
L (m)	4,5	4,5	4,5
q_{jser} (KN/m)	1,852	1,852	1,852
q_{gser} (KN/m)	3,653	3,516	3,315
q_{pser} (KN/m)	4,3	4,491	4,29
M_{ser}^j (KN.m)	4,68	3 ,515	4,687
M_{ser}^g (KN.m)	9,246	6 ,67	8,391
M_{ser}^p (KN.m)	10,88	8,525	10,859
I (cm ⁴)	10584	83230	83230
I_0 (cm ⁴)	19976	18517	18517
λ_i	2,437	3,253	3,253

λ_v	0,976	1,301	1,301
σ_{ser}^j (MPa)	90,085	89,238	118,984
σ_{ser}^g (MPa)	177,69	169,418	212,977
σ_{ser}^p (MPa)	209,162	216,398	275,618
μ_j	0,562	0,457	0,559
μ_g	0,747	0,665	0,723
μ_p	0,780	0,726	0,778
I_{fji} (cm ⁴)	9264,5	8180	5768,1
I_{fgi} (cm ⁴)	7788,5	6435	6075,7
I_{fpi} (cm ⁴)	7570,9	6054	5768,1
I_{fgv} (cm ⁴)	12712	10915	10494
f_{ji} (cm)	0,315	0,268	0,404
f_{gi} (cm)	0,740	0,6471	0,861
f_{pi} (cm)	0,896	0,878	1,174
f_{gv} (cm)	1,361	1,144	1,496
Δf (cm)	1,20	1,10	1,40
f_{adm} (cm)	0,9	0,9	0,9
Observation	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 1,361 + 0,896 - 0,740 - 0,315 = 1,2 \text{ cm} > f_{adm} = 0,9 \text{ cm}$$

La flèche n'est pas vérifiée, donc on augmente la section de travée At

Tableau III. 13 Schéma de ferrailage des poutrelles

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive et travée	Appuis intermédiaire
Terrasse I + entre sol + Terrasse A	<p>1HA10 Etrier $\Phi 6$ $St = 15\text{ cm}$ 2HA12 1HA14</p>	<p>1HA10 1HA10 Etrier $\Phi 6$ $St = 15\text{ cm}$ 2HA12 1HA14</p>
Etage courant	<p>1HA10 Etrier $\Phi 6$ $St = 15\text{ cm}$ 2HA12 1HA14</p>	<p>1HA10 1HA10 Etrier $\Phi 6$ $St = 15\text{ cm}$ 2HA12 1HA14</p>
Terrasse inaccessible	<p>1HA10 Etrier $\Phi 6$ $St = 15\text{ cm}$ 2HA12 1HA14</p>	<p>1HA10 1HA10 Etrier $\Phi 6$ $St = 15\text{ cm}$ 2HA12 1HA14</p>

Remarque :

✓ Au niveau de Terrasse inaccessible la flèche n'est pas vérifiée, avec une section

d'armatures $A_{travée} = 3,15 \text{ cm}^2$. Donc on doit augmenter la section d'armatures.

On opte pour : $A_t = 2HA12+1HA14=3,80 \text{ cm}^2$ avec une augmentation de largeur de la nervure b_0 a 12 cm.

Ce qui donne : $\Delta f = 0,89\text{cm}$ **La flèche est vérifiée**

✓ Au niveau d'entre sol et (Terrasse accessible) la flèche n'est pas vérifiée, avec une section d'armatures $A_{travée} = 3,15 \text{ cm}^2$. Donc on doit augmenter la section d'armatures. On opte : $A_t = 2HA12+1HA14 = 3,80\text{cm}^2$ avec une augmentation de largeur de la nervure b_0 a 12 cm.

Ce qui donne : $\Delta f = 0,894 \text{ cm}$ **La flèche est vérifiée**

✓ Au niveau d'étages courants la flèche n'est pas vérifiée, avec une section d'armatures $A_{travée} = 2,36 \text{ cm}^2$. Donc on doit augmenter la section d'armatures.

On opte : $A_t = 2HA12+1HA14 = 3,80 \text{ cm}^2$ avec une augmentation de b_0 a 12 cm.

Ce qui donne : $\Delta f = 0,8 \text{ cm}$ **La flèche est vérifiée**

• Etude de la dalle de compression :

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

$$\perp ; s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$\parallel ; s_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soudé $TS\phi 6(150 \times 150)$

III.2.2 Planchers dalles pleines :

Les dalles pleines sont classées selon le nombre d'appuis sur lesquels elles reposent ;

- Dalle sur quatre appuis.
- -Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

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

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens.

III.2.2.1. Exemple de calcul :

(D9) balcon :

Dalle sur deux appuis perpendiculaires (D2)

- **Calcul du chargement :**

$$G=6,36 \text{ KN/m}^2 ; Q=3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = (1,35 \times 5,11) + (1,5 \times 3,5) = 12,148 \text{ KN/ml.} \\ q_s = (5,11 + 3,5) = 8,61 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,2}{1,7} = 0,71 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } l_x \text{ et } L$$

$$\rho = 0,71$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0731 \\ \mu_y = 0,5940 \end{cases}$$

- **Calcul de Mx_0 et My_0**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0671 \times 12,148 \times 1,2^2 = 1,173 \text{KN.m / ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,5940 \times 0,906 = 0,538 \text{KN.m / ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0731 \times 8,61 \times 1,2^2 = 0,906 \text{KN.m / ml} \end{array} \right.$$

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**

- **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = 0,85 M_{0u}^x = 0,85 \times 1,173 = 0,997 \text{KN.m / ml} \\ M_u^y = 0,85 M_{0u}^y = 0,85 \times 0,524 = 0,446 \text{KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = 0,85 M_{0ser}^x = 0,85 \times 0,906 = 0,770 \text{KN.m / ml} \\ M_{ser}^y = 0,85 M_{0ser}^y = 0,85 \times 0,538 = 0,457 \text{KN.m / ml} \end{array} \right.$$

- **En appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = M_u^y = -0,3 M_{0u}^x = -0,362 \text{KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0,3 M_{0ser}^x = -0,215 \text{KN.m / ml} \end{array} \right.$$

- **Effort tranchant**

$$V_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12,148 \times 1,2}{2} \times \frac{1,7^4}{1,7^4 + 1,2^4} = 4,859 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{q_u L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{12,148 \times 1,7}{2} \times \frac{1,2^4}{1,7^4 + 1,2^4} = 5,11 \text{KN}$$

$$V_u^{max} = V_u^x = 5,11 \text{KN}$$

- **Calcul de ferrailage :**

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} \Rightarrow \phi \leq 20mm$ Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

- **Calcul du ferrailage :**

$$\mu_{bu} = \frac{1,173 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13^2 \times 14,16} = 0,00416$$

$$\alpha = 0,0052$$

$$Z = 0,129$$

$$A_t = \frac{1,173 \times 10^{-3}}{0,129 \times 348} = 0,221 \text{ cm}^2$$

- **Condition non fragilité :**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \{A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \\ feE = 400 \end{cases}$$

Sens X-X :

$$\{A_x^{min} = 8 \times 10^{-4} \left(\frac{3-0,71}{2}\right) \times 100 \times 13 = 1,376 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2,01 cm²

Sens y-y :

$$A_y^{min} = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 13 = 1,2 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2,01 cm²

- **Calcul de l'espacement**

n'a charge repartie E.P. N

Alors : Sens x-x: $St = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots \text{ok}$

Sens y-y: $St = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots \text{ok}$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III. 14 Ferrailage de la dalle pleine a deux appuis

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A Cm ²	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{choisit}$ Cm ²
En travée	X-X	1,173	0,0041	0,0052	0,129	0	0,221	1,376	4HA8=2,01
	Y-Y	0,524	0,0018	0,0023	0,129	0	0,098	1,2	4HA8=2,01
En Appuis	X-X	0,469	0,0019	0,0024	0,129	0	0,103	1,376	4HA8=2,01
	Y-Y	0,209	0,0008	0,0010	0,129	0	0,046	1,2	4HA8=2,01

- **Vérification des armatures secondaires**

En travée : $A_y = 2,01 \text{cm}^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{cm}^2$ vérifier

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5,11 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,039 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

vérifier

⇒ Pas de rupture par cisaillement

- **Vérifications à l'ELS :**

Vérification des contraintes

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (D9), on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau III. 15 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

Endroit		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc}^{adm} (MPA)	Observation
En travée	X-X	0,770	2,01	3,36	6742,6	0,384	15	Vérifier
	Y-Y	0,457	2,01	3,36	6742,6	0,228	15	Vérifier
En appuis	X-X	0,362	2,01	3,36	6742,6	0,181	15	Vérifier
	Y-Y	0,215	2,01	3,36	2666,5	0,272	15	Vérifier

• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Contrainte des acier:

$$FN \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm} ; \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; (110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201,6 \text{ MPA}$$

Avec : $\eta = 1,6$ (HA) et $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{ij}$

Tableau III. 16 Vérification de la contrainte de compression dans l'acier

Endroit	Sens	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc}^{adm} (MPA)	Observation
En travée	X-X	0,770	16,504	201,6	Vérifier
	Y-Y	0,457	9,803	201,6	Vérifier
En appuis	X-X	0,362	7,766	201,6	Vérifier
	Y-Y	0,215	11,66	201,6	Vérifier

Evaluation de la flèche dalles pleine :

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

$$\text{vérifiées.} \begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_{ox}}\right) \times l_x \\ A_t \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{cases}$$

Sens x-x :

$$15 \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{0,770}{20 \times 0,906}\right) \times 120 \Rightarrow 15 > 5,10 \text{ condition vérifier}$$

$$2,01 \leq \frac{2 \times 100 \times 13}{400} \Rightarrow 2,01 < 6,5 \text{ condition vérifier}$$

Sens y-y :

$$15 \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{0,457}{20 \times 0,538}\right) \times 170 \Rightarrow 15 > 7,22 \text{ condition vérifier}$$

$$2,01 \leq \frac{2 \times 100 \times 18}{400} \Rightarrow 2,01 < 6,5 \text{ condition vérifier}$$

La flèche est vérifiée :

III.2.2.2. Calcul des sollicitations des différentes dalles pleines

Les résultats des sollicitations maximales des différentes dalles pleines seront illustrés dans le tableau qui suit

Tableau III. 17 Sollicitations maximales dans les dalles pleines

Type des dalles pleines	Sollicitation									
	ELU						ELS			
	M_x^t	M_y^t	M_x^a	M_y^a	V_x	V_y	M_x^t	M_y^t	M_x^a	M_y^a
KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	KN	KN	KN.m	KN.m	KN.m	KN.m	
D 1	15,31	8,07	10,21	5,38	24,50	35,32	11,95	7,86	7,97	5,24
D 2	11,59	3,27	7,72	2,18	18,17	35,94	8,65	3,95	5,77	2,63
D 3	4,83	4,83	3,22	3,22	17,69	17,69	4,09	4,04	2,72	2,72

D 4	9,157	3,828	6,104	2,552	17,694	28,73	7,005	3,995	4,670	2,663
D 5	7,37	4,392	4,913	2,928	17,694	23,513	5,826	4,143	3,884	2,762
D 6	6,936	4,504	4,624	3,003	17,69	19,854	8,87	6,668	5,913	4,445
D 7	13,44	2,278	6,327	1,0724	8,43	0	9,495	1,609	4,468	0,75
D 8	0,516	/	1,032	/	6,987	/	0,365	/	0,731	/
D 10	15,80	31,60	7,43	14,87	13,65	31,178	11,49	22,98	5,408	10,81
D 11	1,124	0,470	0,529	0,221	5,765	5,859	0,863	0,492	0,406	0,231
D 12	0,69	/	1,40	/	6,99	/	0,511	/	1,023	/

Calcul du ferrailage à l'ELU :

De la même manière on ferraille les autres dalles pleines, les résultats sont présentés ci-dessous :

Calcul de ferrailage à l'ELU des dalles pleines

Dalle plein (D1) :

Tableau III. 18 Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D1)

Endroit		M KN.m	μ_{bu}	A	Z m	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{choisit}$ Cm ²
Travée	X-X	15,319	0,0333	0,042	0,176	2,489	1,79	4HA10=3,14
	Y-Y	8,079	0,0176	0,022	0,178	1,302	1,6	4HA8=2,01
Appui	X-X	10,213	0,0222	0,028	0,177	1,65	1,79	4HA8=2,01
	Y-Y	5,386	0,0117	0,014	0,178	0,865	1,6	4HA8=2,01

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{24,504 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,136 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

condition vérifié

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{uy}}{b \times d} = \frac{35,320 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,196 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

Condition vérifié \Rightarrow Pas de rupture par cisaillement

Vérifications à l'ELS :

Vérification des contraintes

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

Endroit		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation
En travée	x-x	11,957	5,48	2429,6	2,331	15	Vérifier
	y-y	7,868	4,05	1368,6	2,697	15	Vérifier
En appuis	x-x	7,971	4,5	1670,6	2,147	15	Vérifier
	y-y	5,245	4,05	1368,6	1,554	15	Vérifier

Dalle plein :(D2)

Ferraillage a L'ELU :

Tableau III. 20 Calcul de ferraillage à l'ELU de dalle plein (D2)

Endroit		M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{choisit}$ Cm ²
Travée	X-X	11,590	0,025	0,0319	0,177	1,875	1,93	4HA8=2,01
	Y-Y	3,270	0,007	0,0089	0,178	0,524	1,6	4HA8=2,01

Appui	X-X	7,772	0,016	0,0212	0,177	1,244	1,93	4HA8=2,01
	Y-Y	2,180	0,004	0,0059	0,178	0,349	1,6	4HA8=2,01

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{18,177 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,1009 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

condition vérifié

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{uy}}{b \times d} = \frac{35,946 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,199 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

Condition vérifié \Rightarrow Pas de rupture par cisaillement

Vérifications à l'ELS :

Tableau III. 21 Vérifications des contraintes à l'ELS dalle plein (2)

Endroit		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation
En travée	x-x	8,655	5,48	2429,6	1,952	15	Vérifier
	y-y	3,951	4,05	1368,6	1,170	15	Vérifier
En appuis	x-x	5,770	4,5	1670,6	1,554	15	Vérifier
	y-y	2,634	4,05	1368,6	0,780	15	Vérifier

Dalle plein (D3) :

Ferraillage a L'ELU :

Tableau III. 22 Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D3)

Endroit		M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{choisit}$ Cm ²
Travée	X-X	4,834	0,010	0,0132	0,179	0,776	1,6	4HA8=2,01
	Y-Y	4,834	0,010	0,0132	0,179	0,776	1,6	4HA8=2,01
Appui	X-X	3,223	0,007	0,0088	0,179	0,516	1,6	4HA8=2,01
	Y-Y	3,223	0,007	0,088	0,179	0,516	1,6	4HA8=2,01

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{17,694 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,098 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

condition vérifié

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{uy}}{b \times d} = \frac{17,694 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,099 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

Condition vérifié ⇒ Pas de rupture par cisaillement

Vérifications à l'ELS :

Tableau III. 23 Vérifications des contraintes à l'ELS dalle plein (D3)

Endroit		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation
En travée	x-x	8,655	5,48	2429,6	0,923	15	Vérifier
	y-y	3,951	4,05	1368,6	0,122	15	Vérifier
En appuis	x-x	5,770	4,5	1670,6	0,734	15	Vérifier
	y-y	2,634	4,05	1368,6	0,080	15	Vérifier

Dalle plein (D4) :

Ferrailage a L'ELU :

Tableau III. 24 Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D4)

Endroit		M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{choisit}$ Cm ²
Travée	X-X	9,157	0,0199	0,025	0,178	1,477	1,85	4HA8=2,01
	Y-Y	3,828	0,0088	0,0104	0,179	0,614	1,6	4HA8=2,01
Appui	X-X	6,104	0,0133	0,0167	0,178	0,516	1,85	4HA8=2,01
	Y-Y	2,552	0,0055	0,00697	0,179	0,516	1,6	4HA8=2,01

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{17,694 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,098 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

condition vérifié

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{uy}}{b \times d} = \frac{28,73 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,159 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

Condition vérifié

⇒ Pas de rupture par cisaillement

Vérifications à l'ELS :

Tableau III. 25 Vérifications des contraintes à l'ELS dalle plein (D4)

Endroit		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc}^{adm} (MPA)	Observation
En travée	x-x	7,005	5,48	2429,6	1,58	15	Vérifier
	y-y	3,995	4,05	1368,6	1,183	15	Vérifier
En appuis	x-x	4,670	4,5	1670,6	1,25	15	Vérifier
	y-y	2,663	4,05	1368,6	0,789	15	Vérifier

Dalle plein (D5) :

Ferraillage a L'ELU :

Tableau III. 26 Calcul de ferraillage à l'ELU de dalle plein (D5)

Endroit		M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{choisit}$ Cm ²
Travée	X-X	7,37	0,016	0,0202	0,178	1,186	1,75	4HA8=2,01
	Y-Y	4,39	0,009	0,0120	0,179	0,704	1,6	4HA8=2,01
Appui	X-X	4,91	0,0107	0,0134	0,179	0,789	1,75	4HA8=2,01
	Y-Y	2,92	0,0063	0,0079	0,179	0,469	1,6	4HA8=2,01

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{17,694 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,098 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

condition vérifié

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{xy}}{b \times d} = \frac{23,513 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,130 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

Condition vérifié \Rightarrow Pas de rupture par cisaillement

Vérifications à l'ELS :

Tableau III. 27 Vérifications des contraintes à l'ELS dalle plein (D5)

Endroit		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation
En travée	x-x	5,826	5,48	2429,6	1,314	15	Vérifier
	y-y	4,142	4,05	1368,6	1,227	15	Vérifier
En appuis	x-x	3,884	4,5	1670,6	1,046	15	Vérifier
	y-y	2,761	4,05	1368,6	0,818	15	Vérifier

Dalle plein (D6) :

Ferrailage a L'ELU :

Tableau III. 28 Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D6)

Endroit		M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{choisit}$ Cm ²
Travée	X-X	5,74	0,0125	0,0157	0,178	0,922	1,67	4HA8=2,01
	Y-Y	4,74	0,0103	0,0129	0,179	0,760	1,6	4HA8=2,01
Appui	X-X	3,827	0,0083	0,00104	0,179	0,613	1,67	4HA8=2,01
	Y-Y	3,158	0,0068	0,0086	0,179	0,506	1,6	4HA8=2,01

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{lx}}{b \times d} = \frac{17,694 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,098 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

condition vérifié

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{ly}}{b \times d} = \frac{17,694 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,099 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

Condition vérifié \Rightarrow Pas de rupture par cisaillement

Vérifications à l'ELS :

Tableau III. 29 Vérifications des contraintes à l'ELS dalle plein (D6)

Endroit		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation
En travée	x-x	8,655	5,48	2429,6	0,923	15	Vérifier
	y-y	3,951	4,05	1368,6	0,122	15	Vérifier
En appuis	x-x	5,770	4,5	1670,6	0,734	15	Vérifier
	y-y	2,634	4,05	1368,6	0,080	15	Vérifier

Dalle plein (D7) :

Ferraillage a L'ELU :

Tableau III. 30 Calcul de ferraillage à l'ELU de dalle plein (D7)

Endroit		M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{choisit}$ Cm ²
Travée	X-X	13,445	0,029	0,0371	0,177	2,179	1,6	4HA10=3,14
Appui	X-X	6,327	0,0137	0,0173	0,178	1,02	1,6	4HA8=2,01

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{8,43 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,046 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

Condition vérifié \Rightarrow Pas de rupture par cisaillement

Vérifications à l'ELS :

Tableau III. 31 Vérifications des contraintes à l'ELS dalle plein (D7)

Endroit		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation
En travée	x-x	9,495	8,52	1404,62	0,576	15	Vérifier
	y-y	1,609	7,905	6548,9	0,019	15	Vérifier
En appuis	x-x	4,468	8,89	7054,5	0,563	15	Vérifier
	y-y	0,757	8,82	3047,48	0,020	15	Vérifier

Dalle plein (D8) :

Ferraillage a L'ELU :

Tableau III. 32 Calcul de ferraillage à l'ELU de dalle plein (D8)

Endroit		M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{choisit}$ Cm ²
Travée	X-X	0,516	0,0021	0,0026	0,129	0,114	1,569	4HA8=2,01
Appui	X-X	1,032	0,0043	0,0054	0,129	0,228	1,569	4HA8=2,01

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{6,134 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,047 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

Condition vérifié \Rightarrow Pas de rupture par cisaillement

Vérifications à l'ELS :

Tableau III. 33 Vérifications des contraintes à l'ELS dalle plein (D8)

Endroit		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation
En travée	x-x	0,365	4,27	1059,7	0,147	15	Vérifier
En appuis	x-x	0,731	5,43	1651,1	0,240	15	Vérifier

Dalle plein (D10) :

Ferraillage a L'ELU :

Tableau III. 34 Calcul de ferraillage à l'ELU de dalle plein (D10)

Endroit		M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{choisit}$ Cm ²
Travée	X-X	15,80	0,066	0,085	0,125	3,61	1,2	5HA10=3,93
	Y-Y	31,60	0,132	0,177	0,120	6,10	1,2	4HA14=6,16
Appui	X-X	7,43	0,031	0,039	0,127	1,67	1,2	4HA8=2,01
	Y-Y	14,87	0,062	0,062	0,080	3,39	1,2	5HA10=3,93

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{lx}}{b \times d} = \frac{13,65 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,105 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

condition vérifié

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{ly}}{b \times d} = \frac{3,178 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,024 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

Condition vérifié \Rightarrow Pas de rupture par cisaillement

Tableau III. 35 Vérifications des contraintes à l'ELS dalle plein (D10)

Endroit		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation
En travée	x-x	11,49	6,33	6641,3	1,07	15	Vérifier
	y-y	22,98	5,51	3258,05	0,389	15	Vérifier
En appuis	x-x	5,408	7,01	3219,6	1,179	15	Vérifier
	y-y	10,81	5,85	1487,9	0,425	15	Vérifier

Dalle plein (D11) :

Ferrailage a L'ELU :

Tableau III. 36 Calcul de ferrailage à l'ELU de dalle plein (D11)

Endroit		M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{choisit}$ Cm ²
Travée	X-X	1,124	0,0046	0,0058	0,129	0,249	1,38	4HA8=2,01
	Y-Y	0,470	0,0019	0,0024	0,129	0,104	1,2	4HA8=2,01
Appui	X-X	0,529	0,0022	0,0027	0,129	0,117	1,38	4HA8=2,01
	Y-Y	0,221	0,0009	0,0011	0,129	0,048	1,2	4HA8=2,01

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{5,061 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,038 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

condition vérifié

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{iy}}{b \times d} = \frac{5,145 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,039 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

Condition vérifié \Rightarrow Pas de rupture par cisaillement

Vérifications à l'ELS :

Tableau III. 37 Vérifications des contraintes à l'ELS dalle plein (D11)

Endroit		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation
En travée	x-x	0,863	3,36	6742,6	0,431	15	Vérifier
	y-y	0,492	3,36	6742,6	0,246	15	Vérifier
En appuis	x-x	0,406	3,36	6742,6	0,203	15	Vérifier
	y-y	0,231	3,36	6742,6	0,292	15	Vérifier

Dalle plein (D12) :

Ferraillage a L'ELU :

Tableau III. 38 Calcul de ferraillage à l'ELU de dalle plein (D12)

Endroit		M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{choisit}$ Cm ²
Travée	X-X	0,69	0,0029	0,0036	0,129	0,155	1,57	4HA8=2,01
Appui	X-X	1,40	0,0058	0,0073	0,129	0,310	1,57	4HA8=2,01

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{ux}}{b \times d} = \frac{6,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,053 \text{MPa} \leq \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{MPa}$$

Condition vérifié \Rightarrow Pas de rupture par cisaillement

Vérifications à l'ELS :

Tableau III. 39 Vérifications des contraintes à l'ELS dalle plein (D12)

Endroit		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation
En travée	x-x	0,511	4,27	1059,7	0,206	15	Vérifier
En appuis	x-x	1,023	5,43	1651,1	0,336	15	Vérifier

La flèche pour les dalles : (D3 ; D4 ; D5 ; D6 ; D7 ; D8 ; D9 ; D10 ; D11 ; D12)

vérifier

Et pour les dalles (D1 ; D2)

Non vérifier

Tableau III. 40 vérification de la flèche pour les dalles (D1 ; D2)

La flèche	(D1)		(D2)	
	Sens x-x	Sensy-y	Sensx-x	Sensy-y
M_{ser}^j (KN.m)	5,964	3,924	4,317	1,970
M_{ser}^g (KN.m)	7,610	5,008	5,509	2,514
M_{ser}^p (KN.m)	13,551	8,917	9,809	4,478
I (cm ⁴)	1131,96	768373	768373	768373
I_0 (cm ⁴)	6968,11	685963	685963	685963
λ_i	12,038	18,80	18,80	18,80

λ_v	4,815	7,52	7,52	7,52
σ_{ser}^j (MPa)	113,236	114,876	126,372	57,689
σ_{ser}^g (MPa)	144,489	146,58	161,251	73,611
σ_{ser}^p (MPa)	257,273	260,998	287,118	131,069
μ_j	0	0	0	0
μ_g	0	0	0	0
μ_p	0,056	0	0	0
I_{fji} (cm ⁴)	76649	75456	75456	75456
I_{fgi} (cm ⁴)	76649	75456	75456	75456
I_{fpi} (cm ⁴)	4561	75456	75456	75456
I_{fgv} (cm ⁴)	76649	75456	75456	75456
f_{ji} (cm)	0,05	0,058	0,0202	0,026
f_{gi} (cm)	0,063	0,0748	0,0258	0,034
f_{pi} (cm)	0,191	0,133	0,0460	0,061
f_{gv} (cm)	0,191	0,224	0,0775	0,102
Δf (cm)	0,268	0,224	0,0774	0,102
f_{adm} (cm)	0,914	1,105	0,678	1,078
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

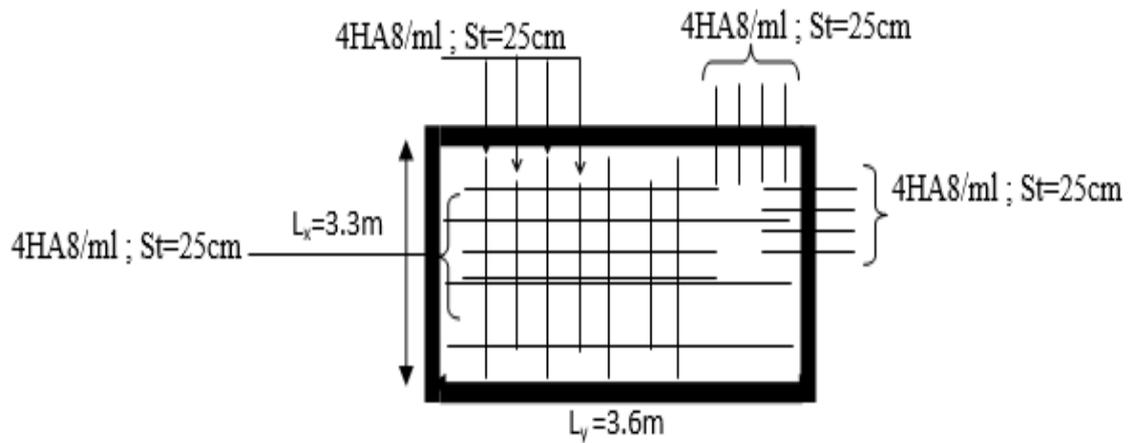


Figure III. 6 Schéma de ferrailage Dalle pleine sur deux appuis

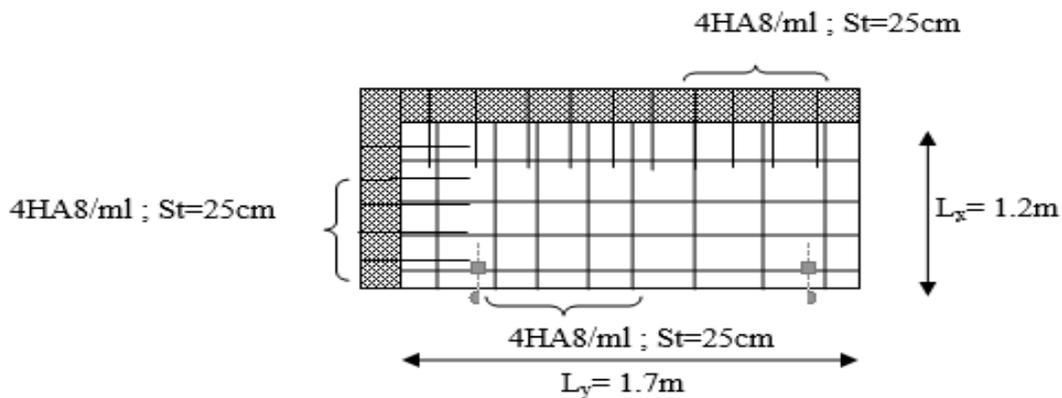


Figure III. 7 Schéma de ferrailage Dalle pleine sur quatre appuis

III.3 Etude de poutre de chaînage

- **Définitions :**

Une poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15\text{cm}$.

On opte pour une poutre de chaînage de $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

G_0 : poids de la poutre de chaînage.

G_1 : poids de la cloison extérieur.

$$G_0 = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 2,81 \times (3,06 - 0,3) = 7,755 \text{ KN/ml}$$

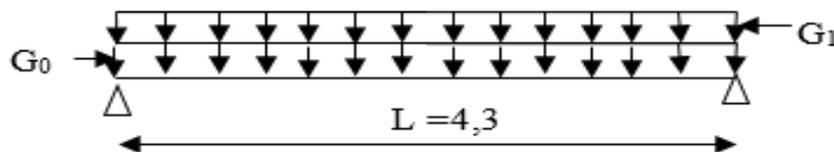


Figure III. 8 schéma statique de la poutre de chaînage

A l'ELU: $q_u = 1,35 (G_0 + G_1) \Rightarrow q_u = 14,013 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_{ser} = G_0 + G_1 \Rightarrow q_{ser} = 10,38 \text{ KN/ml}$

• **Calcul des sollicitations :**

$$L_{max} = 4,3 - 0,3 = 4 \text{ m}$$

$$M_{ou} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{14,013 \times 4^2}{8} = 28,026 \text{ KN.m} \qquad V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,013 \times 4}{2} = 28,026 \text{ KN}$$

$$M_{oser} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{10,38 \times 4^2}{8} = 20,76 \text{ KN.m}$$

En travée $M'_u = 0,85 M_{ou} \Rightarrow M'_u = 0,85 \times 28,026 = 23,822 \text{ KN.m}$

$$M'_{ser} = 0,85 M_{oser} \Rightarrow M'_{ser} = 0,85 \times 20,76 = 17,646 \text{ KN.m}$$

En appuis $M^a_u = -0,5 M_{ou} \Rightarrow M^a_u = -14,013 \text{ KN.m}$

$$M_{ser}^a = -0,5M_{0ser} \Rightarrow M_{ser}^a = -10,38KN.m$$

Le ferrailage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III. 41 ferrailage de la poutre de chaînage

Position	M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{choisit}$ Cm ²
En travée	23,822	0,051	0,066	0,321	2,13	1,2	3HA12=3,39
En Appuis	-14,013	0,030	0,038	0,328	1,24	1,2	3HA10=2,36

- **Vérification de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28,026 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,283MPa$$

$$\text{Fissuration nuisible } \Rightarrow \tau_{adm} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2,5MPa.$$

$$\tau_u = 0,283MPa \leq \tau_{adm} = 2,5MPa \quad \text{Vérfiée}$$

- **Calcul des armatures transversales**

- **Calcul des espacements :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{0,85 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,30} = 28,33cm$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40cm) = 24,3cm$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{ij})} = -24,5cm$$

$$S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$$

On prend $S_t = 20$ cm.

On fixe $s_t = 15\text{cm}$, puis on calcule A_{trans}

- $A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times s_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$
- $A_{trans} \geq \frac{b \times s_t \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 \times f_e} < 0$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \Rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier les contraintes de compression dans le béton et les contraintes de traction dans l'acier, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Vérification de la contrainte dans le béton :

On a : $M^a_{ser} = -10,38 \text{ KN.m}$ et $M^t_{ser} = 17,646 \text{ KN.m}$

On résume les résultats obtenus dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 42 vérification des contraintes

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation
En travée	17,646	9,016	36580	4,349	15	Vérifier
En appui	10,38	7,723	27224	2,944	15	Vérifier

- **Vérification de la flèche :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0,0875 > \frac{1}{16} = 0,0625$ La première condition est vérifiée.

$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.0875$ La deuxième condition est vérifiée.

$\frac{A}{b \times d} = 0.00342 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ La troisième condition est vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

• **Schéma de ferrailage :**

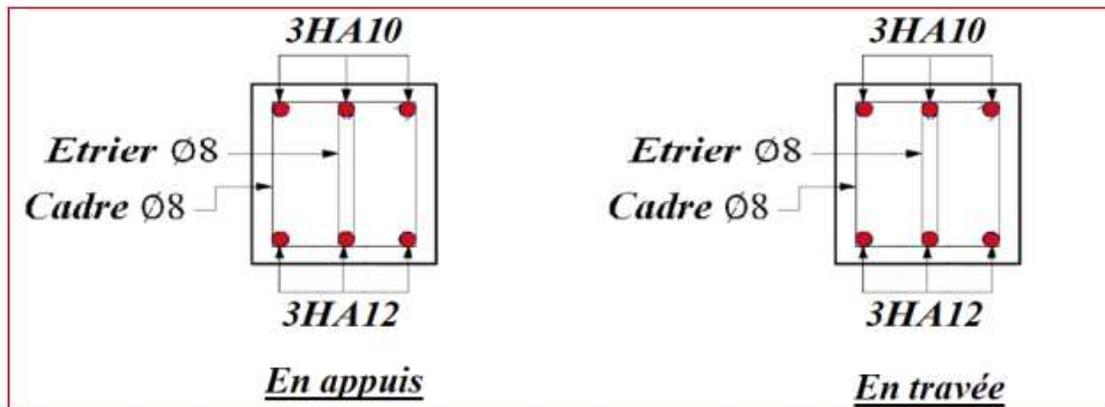


Figure III. 9 ferrailage de la poutre de chaînage

III.4 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastré dans le plancher soumis à son poids propre, à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale due à la main courante.

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

$A = 0,15$ coefficient de l'accélération de la zone.

$c_p = 0,8$ Facteur de la force horizontale.

$w_p = 2,085$ KN/m Poids propre de l'acrotère

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,085 = 1 \text{ KN}$$

• **Calcul de centre de gravité de la section G (X_G ; Y_G).**

$$x_G = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i} \rightarrow x_G = 0,0616m,$$

$$y_G = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \rightarrow y_G = 0,327m$$

• **Calcul des sollicitations :**

$$N_G = 2,085 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_G = 1 \times 0,327 \Rightarrow M_{F_p} = 0,327 \text{ KN.m.}$$

Tableau III. 43 Combinaisons d'actions de l'acrotère.

Sollicitations	Combinaison accidentelle	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5 Q	G + Q
N (KN)	2,085	2,81	2,085
M (KN .m)	0,927	0,9	0,6

• **Calcul de l'excentricité à l'état accidentel :**

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,927}{2,085} = 0,44m \\ \frac{H}{6} &= 0,16m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (B.A.E.L 91 Art 4.4.1).

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5).

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0,44 + 0,02 = 0,46m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}. \quad \text{BAEL91.}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0,6)^2 \times (2+0)}{10^4 \times 0,1} = 0,864 \text{ cm.}$$

$$d' \text{ où : } e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0,864 = 46,864 \text{ cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2,085 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e_t = 2,085 \times 0,46864 = 0,98 \text{ KN.m}$$

Ferraillage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

$$N_U = 2,085 \text{ KN} \quad ; \quad M_U = 0,98 \text{ KN.m}$$

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm;}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa;}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 0,98 + 2,085 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1,042 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,0114 < \mu_l = 0,392 \rightarrow (F_e E 400)$$

$$d' \text{ où : } A'_s = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,0143$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,0795$$

$$A_U = \frac{M_{uA}}{z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{1,042 \times 10^{-3}}{0,0795 \times 348} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Flexion composée } A_s = A_t - \frac{N_U}{f_{st}} = 0,37 \times 10^{-4} - \frac{2,085 \times 10^{-3}}{348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

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

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA6 } (1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

- **Espacement**

$$\text{Armatures principales : } S_t \leq 100 / 4 = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm}.$$

$$\text{Armatures de répartition : } S_t \leq 60 / 4 = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 15 \text{ cm}.$$

- **Vérification au cisaillement**

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,13 \times f_{c28} ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3,25 ; 4 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3,25 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times (F_p + Q) = 1,5 \times (1 \times 2) = 3 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,03758 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **À l'ELS : (vérification des contraintes).**

$$d = 0,08 \text{ m} ;$$

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

- **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_a ;$$

Tel que e_a : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1}{3.11} = 0,32m$$

$$e_A < \frac{h}{6} = 0,3$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0,08 - 0,29 = -0,21m = -21cm \quad (C) \text{ à l'extérieure de la section}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

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

Tel que

$$q = -2 \times c^3 + (c - d')^2 \times 90 \frac{A_s}{b}$$

$$q = -2 \times 0,21^3 + (0,08 + 0,21)^2 \times \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} = -0,017m^2$$

$$P = -3 \times c^2 + (d - c) \times \frac{90 \times A_s}{b} \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0,21^2 + (0,08 - 0,21) \times \frac{90 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} = -0,13 m^2$$

Par itération :

$$Y_c = 0,25m$$

$$y = 0,25 + 0,21 = 0,46 m$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0,46^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,46) = 0,107 m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,085 \times 10^{-3} \times 0,46}{0,107} = 8,96 \times 10^{-3} \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots$$

condition vérifier

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_c, 110 \times \sqrt{\eta \times f_y}\right) = 201,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2,085 \times 10^{-3}}{0,107} (0,08 - 0,46) = -0,110 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ MPa}$$

- **Schéma de Ferrailage :**

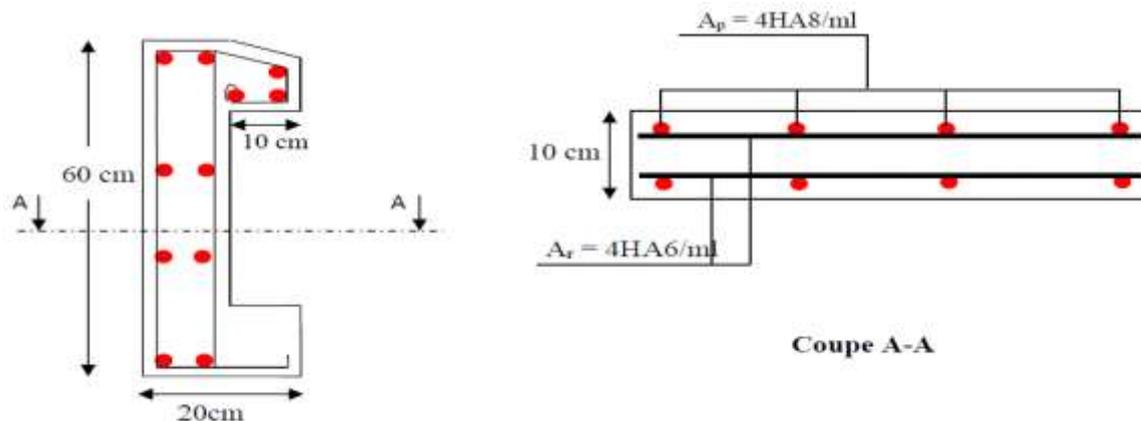


Figure III. 10 Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5 Les escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 15cm

Escalier pour tous les étages :

- **Charges et surcharges :**

Pour le Palier : $G = 6,56 \text{ KN} / \text{m}^2$

Pour la Volée 1 : $G = 8,31 \text{ KN} / \text{m}^2$

Pour la volée 2 : $G = 6,97 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q_{escalier} = 2,50 \text{ KN} / \text{m}^2$

- **Combinaison de charges :**

Pour la volée 1:

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 8,31) + (2,5 \times 1,5) = 14,97 \text{ KN} / \text{m}$

ELS : $q_s = G + Q = 8,31 + 2,5 = 10,84 \text{ KN} / \text{m}$

Pour le palier :

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 6,56) + (2,5 \times 1,5) = 12,60 \text{ KN} / \text{m}$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 6,56 + 2,5 = 9,06 \text{ KN/m}$$

Calcul des sollicitations :

Tableau III. 44 Les sollicitations dans l'escalier

Combinaison	Réaction d'appui (KN)		M_o^{max} (KN.M)	Moment (KN.m)		V^{max} (KN)
	R_A	R_B		travée	appuis	
ELU	25,89	27,98	25,872	19,404	-12,936	27,830
ELS	18,540	20,087	18,66	15,864	-9,33	22,171

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 ml, il se calcule à la flexion simple.

On a : FPN e = 15cm d = 13cm b = 100 cm. Ferraillage de l'escalier

Tableau III. 45 Ferraillage de l'escalier

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisir}$ (cm ²)	S_t (cm)
Travée	19,404	0,081	0,105	0,124	4,481	1,569	5HA12=5,65	20
Appuis	12,936	0,054	0,069	0,126	2,942	1,569	4HA10=3,14	25

Armatures de répartition

En travée : $A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $S_t = 20 \text{ cm}$

En appuis

$$A_r^t = \frac{A_t}{3} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 4HA8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27,830 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,21 \text{ MPA} < \tau_{adm} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPA}$$

Condition vérifié

Vérification des espacements

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

- Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- Armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

• Vérification a l'ELS :

FPN, donc on vérifie que la contrainte dans le béton, et la flèche.

– vérification de la contrainte dans le béton (FPN) :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$$R_A = 20,087 \text{ KN}$$

$$R_B = 18,540 \text{ KN}$$

$$M^{\max} = 18,66 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 18,66 = 14 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 \times 18,66 = -9,33 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 46 Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travées	14	56087	3,059	7,63	15	Vérifier
Appuis	9,33	38448	2,51	6,103	15	Vérifier

Vérification de la flèche :

Selon le BAEL si l'une des conditions n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche.

1. $\frac{e}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) \Rightarrow \frac{0,15}{3,8} = 0,0395 < 0,0625$ **Non vérifiée**
2. $A_t \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 5,65 \text{ cm}^2 < \frac{4,2 \times 100 \times 13}{400} = 13,65 \text{ cm}^2$ **vérifiée**
3. $L \leq 8 \text{ m} \Rightarrow 3,8 < 8 \text{ m}$ **vérifiée**

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas :

$$f_{adm} = 0,76 \text{ cm}.$$

Tableau III. 47 vérification de la flèche

La fleshe	Escalier
M_{ser}^j (KN.m)	9,154
M_{ser}^g (KN.m)	12,031
M_{ser}^p (KN.m)	15,864
I (cm ⁴)	89952,1
I_0 (cm ⁴)	19006,37
λ_i	4,831
λ_v	1,932
σ_{ser}^j (MPA)	138,572
σ_{ser}^g (MPA)	182,117

σ_{ser}^p (MPa)	240,141
μ_j	0,184
μ_g	0,302
μ_p	0,414
I_{fji} (cm ⁴)	0,110
I_{fgi} (cm ⁴)	0,085
I_{fpi} (cm ⁴)	0,069
I_{fgv} (cm ⁴)	0,131
f_{ji} (cm)	0,036
f_{gi} (cm)	0,062
f_{pi} (cm)	0,101
f_{gv} (cm)	0,121
Δf (cm)	0,123
f_{adm} (cm)	0,76
Observation	Vérifier

La flèche est vérifiée.

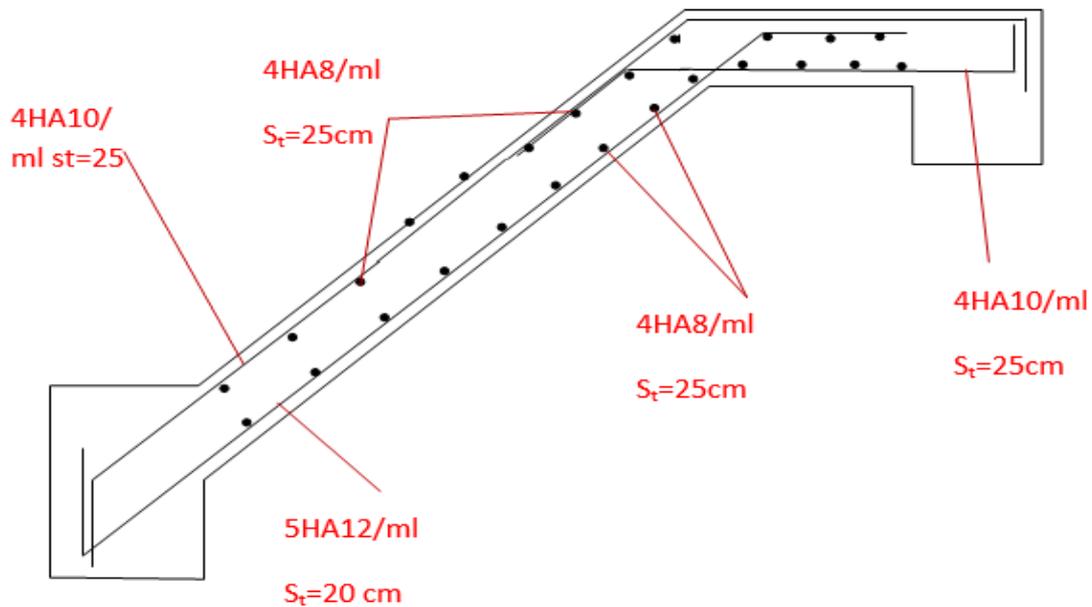


Figure III. 11 ferrailage d'escalier

III.6 Poutre palière :

La poutre palière est considérée partiellement encastree sur ses 2 extremités, soumise aux sollicitations dues à son poids propre et aussi à la charge qui lui revient des escaliers (la réaction venant de l'escalier), sollicitée à la flexion simple.

- **Dimensionnement**

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

Soit : h=30cm et b=30cm

-Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

g_0 : étant le poids propre de la partie horizontale.

$$R_{AU} = 25,89 \text{ KN/ml} \quad \text{et} \quad R_{AS} = 18,540 \text{ LN/ml}$$

Moment de torsion : $M_{tor} = M_e \times \frac{l}{2}$: provoque par la flexion de la paillasse

- **Calcul des sollicitations :**

$$\text{ELU} : q_U = (1,35 \times g_0) + R_{AU} = (1,35 \times 2,25) + 25,89 = 28,93 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = 2,25 + 18,540 = 20,79 \text{ KN/m}$$

- **ELU :**

$$M_o = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{28,93 \times 3,2^2}{8} = 37,02 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{M_o \times 3,2^2}{12} = \frac{37,02 \times 3,2^2}{12} = 31,47 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -\frac{M_o \times 3,2^2}{24} = \frac{37,02 \times 3,2^2}{24} = -14,81 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28,93 \times 3,2}{2} = 46,28 \text{ KN}$$

- **ELS :**

$$M_o = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{20,79 \times 3,2^2}{8} = 26,61 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{M_o \times 3,2^2}{12} = \frac{26,61 \times 3,2^2}{12} = 22,62 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -\frac{M_o \times 3,2^2}{24} = \frac{26,61 \times 3,2^2}{24} = -10,64 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de ferrailage :**

Calcul de la section d'armature à la flexion simple on a :

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} \quad d = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

On résume les calculs de ferrailage dans ce tableau :

Tableau III. 48 Ferrailage poutre palière

Position	M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A Cm ²	A_{cal} Cm ²	A_{min} Cm ²	$A_{cal} \geq A_{min}$ Cm ²
En travée	31,47	0,094	0,124	0,266	0	3,40	1,01	Vérifiée
En Appuis	-14,81	0,030	0,056	0,273	0	1,556	1,01	Vérifiée

- **Contrainte de cisaillement en flexion simple :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{46,28 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \tau_{adm} = \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm} ; \text{ On adopte } S_t = 15 \text{ cm}$$

On calcul A_{trans} :

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0,3 \times f_{tj})}{0,9 \times 400} = \frac{30 \times 15 \times (0,55 - 0,3 \times 2,1)}{0,9 \times 400} = -0,1 \text{ cm}^2$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{400} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0,45; -0,1)$$

$$A_t = 0,45 \text{ cm}^2$$

Ferraillage totale (flexion simple + torsion) :

Moment de torsion :

Ferraillage

Armatures longitudinales en torsion

Le moment de torsion $M_T = -17,40 \text{ KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$M + \left[12,6 \times \frac{1,4^2}{2} + 14,97 \times (2,4) \times (3,1) - R_B \times 3,8 \right]$$

$$M = -17,40 \text{ KN.m}$$

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

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

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

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_T \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

BAEL91 (article I.II)

$$A_t = \frac{17,40 \times 10^{-3} \times 1 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} = 4 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{17,40 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 2,78 MPa$$

$$\tau_{adm} = \min(0,13 f_{c28}; 4 MPa) = 3,25 MP$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 2,78 MPa < \tau_{adm} = 3,25 MP$$

Condition vérifié

$$\tau_{FS}^U = 0,91 MPa$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = 2,92 MPa < 3,25 MPa \quad \text{vérifiée} \quad \text{BAEL91 (article I.III)}$$

- **Calcul des armatures transversales à la torsion**

On fixe l'espacement comme suit :

En travée ; $S_t = 20$ cm

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{17,40 \times 10^{-3} \times 0,20}{2 \times 0,0625 \times 348} = 0,8 cm^2$$

En appuis ; $S_t = 10$ cm

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{17,40 \times 10^{-3} \times 0,1}{2 \times 0,0625 \times 348} = 0,4 cm^2$$

- **Choix d'armature**

La section totale des armatures à adoptée est :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 4 + 3,40 = 5,40 cm^2$$

On opte pour : **3HA16=6,03cm²**

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{1}{2} A_L(tor) + A_L(flexion) = \frac{1}{2} \times 4 + 1,556 = 3,56 cm^2$$

On opte pour : **2HA14 + 1HA12=4,21cm²**

Ferrailage longitudinal :

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0,45 + 0,8 = 1,25 \text{ cm}^2 . \text{ On opte pour un cadre } \Phi 8 \text{ et un Etrier } \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes :

Tableau III. 49 Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travées	22,62	39123	10,3	5,957	15	Vérifiée
Appuis	10,64	28933	8,7	3,226	15	Vérifiée

• Vérification de la flèche :

$$1. \frac{h}{L} \geq \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) \Rightarrow \frac{0,3}{3,2} = 0,0937 < 0,0625 \quad \text{Vérifiée}$$

$$2. A_t \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 6,03 \text{ cm}^2 < \frac{4,2 \times 30 \times 28}{400} = 8,82 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$3. L \leq 8 \text{ m} \Rightarrow 3,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

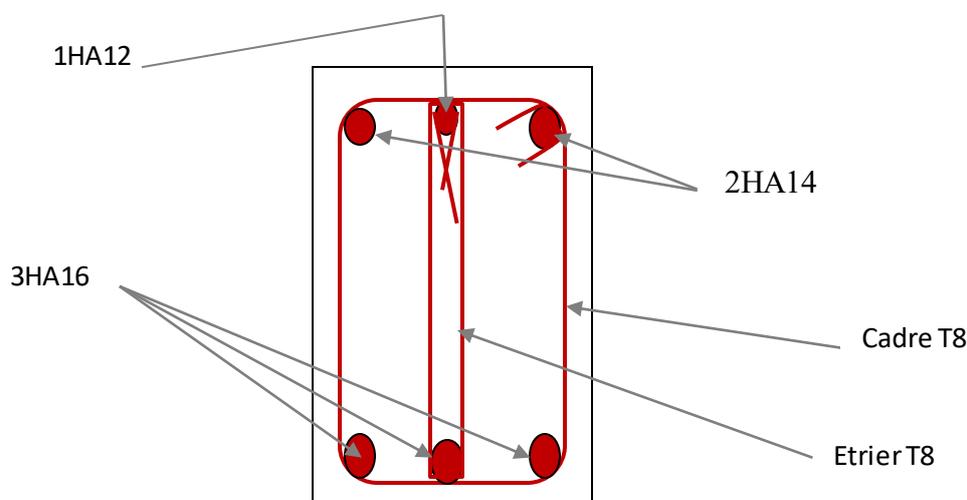


Figure III. 12 schéma de ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE

IV

ÉTUDE

DYNAMIQUE

IV.1. Introduction :

Le Nord de l'Algérie est une région où de violents séismes peuvent se produire. Ainsi il est utile de souligner que lors de la dernière décennie pas moins de 03 séismes de magnitude supérieure ou égale à 5.5 sur l'échelle de Richter ont eu lieu. Ces séismes qui ont touché aussi bien les régions du centre que les régions ouest du pays, ont provoqué d'importants dégâts matériels (ruine de constructions) et occasionné la perte de nombreuse vies humaines.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure vérifiant les conditions et critères de sécurité imposée par le **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS 2016** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2. Modélisation :

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté(DDL) en un modèle possédant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement.

IV.2.1. Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément

Linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).

- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme, ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

IV.2.2. Modélisation de masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$.

IV.3. Méthode de calcul :

D'après le RPA99/2003 on a trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

L'analyse statique équivalente peut être effectuée, soit en modèle discontinu, soit en modèle continu :

Le premier est plus conforme à la réalité mais nécessite l'emploi d'un ordinateur le deuxième est moins conforme à la réalité mais permet la résolution approximative du problème avec des moyens de calcul plus modestes.

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.).

Les codes parasismiques modernes autorisent de conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prenant en compte que le mode fondamental. L'analyse statique équivalente permet d'avoir des résultats conservatifs (pour les efforts, les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le mode fondamental.

On appelle mode fondamental de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, au cas où la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99/2003 art 4.1.3).

❖ Conclusion :

Puisque la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.3. Méthode de calcul des forces sismiques :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA 99 Art (4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismiques. Dans notre cas : Groupe d'usage 2

Zone sismique II_A : $A = 0,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considérée.

W : Poids total de la structure.

➤ $R= 5$: Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA99 en fonction du système de contreventement (Contreventement mixte).

➤ $A = 0,15$: Zone sismique II_A et groupe d'usage 2 :

➤ $Q = 1 + \Sigma (P_q)$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non. Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV. 1 Valeurs des pénalités P_q

N°	« Critère q »	Observation		Pénalités	
		X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
01	Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	Non	0	0,05
02	Redondance en plan	Oui	Oui	0	0
03	Régularité en plan	Non	Non	0,05	0,05
04	Régularité en élévation	Oui	Oui	0	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	Oui	0	0
06	Contrôles d'exécution	Oui	Oui	0	0

Donc :

$$Q_x = 1,05 \quad \text{et} \quad Q_y = 1,1$$

On a : $W = n \Sigma W_i$ Avec $W_i = WGi + \beta WQi$

WGi : Poids dû aux charges permanentes totales.

WQi :- Charges d'exploitation

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

Dans notre projet on a les niveaux à usage d'habitation donc un coefficient de pondération : $\beta = 0,20$

Le poids total de la structure : $W = 31203,2858KN$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

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).

$$\xi = 7\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques relatives 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 : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$ 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

$$h_N = 25.5m.$$

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, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 25.5^{\frac{3}{4}} = 0.567s$$

$L_x = 28.86$ m ; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 14,6$ m ; étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 25.5}{\sqrt{28,86}} = 0.427s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 25.5}{\sqrt{14,6}} = 0.6s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.427s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.567s$$

$$0 \leq T_x \leq T_2 \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.88 = 2.2$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.5}{0.567}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.02$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.05}{5} \times 31203,2858 = 2162.388KN$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 2,02 \times 1.1}{5} \times 31203.2858 = 2080,011KN$$

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 selon sens X et Figure IV selon le sens Y représenté sous forme de courbe :

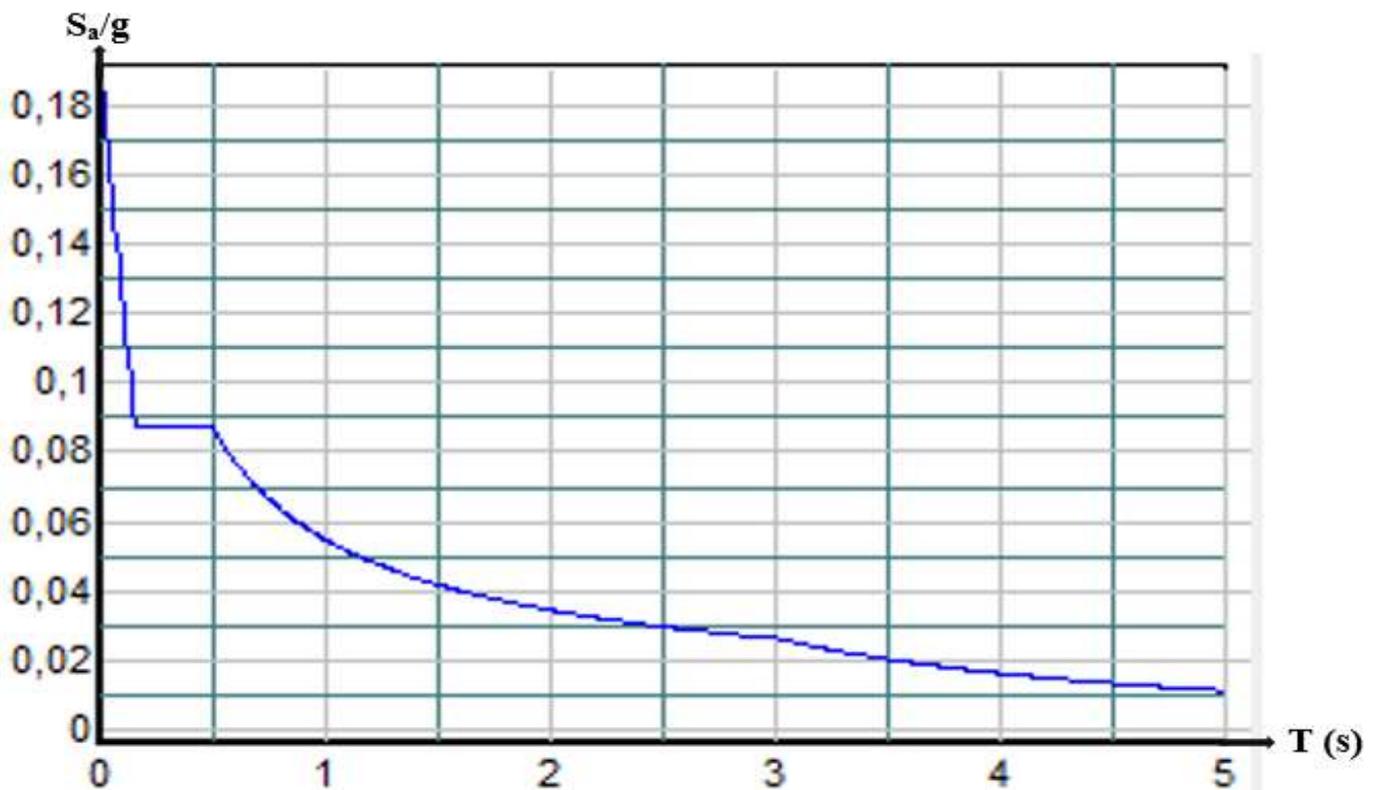


Figure IV. 1 spectre de réponse selon le sens (X-X)

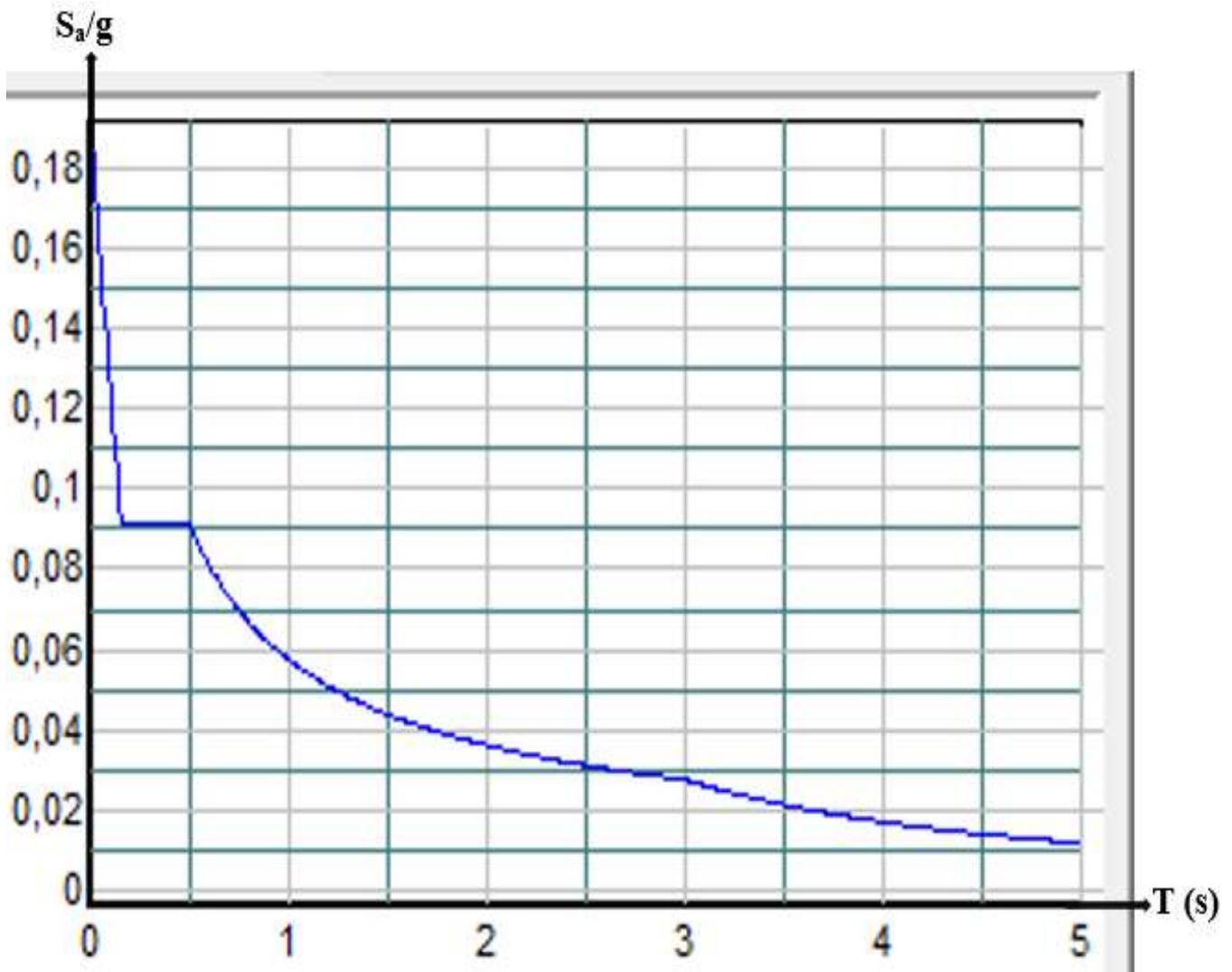


Figure IV. 2 spectre de réponse selon le sens (Y-Y)

A l'aide de logiciel **ETABS.V 2016**, on a pu appliquer la méthode dynamique modale spectrale.

IV.4. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de dispositions des voiles, pour avoir un bon comportement de la structure, avec quelques retouches sur l'architecture du bâtiment, on a retenu la disposition présentée sur la en plan et sur la figure 3 et en 3D sur la figure 4 :

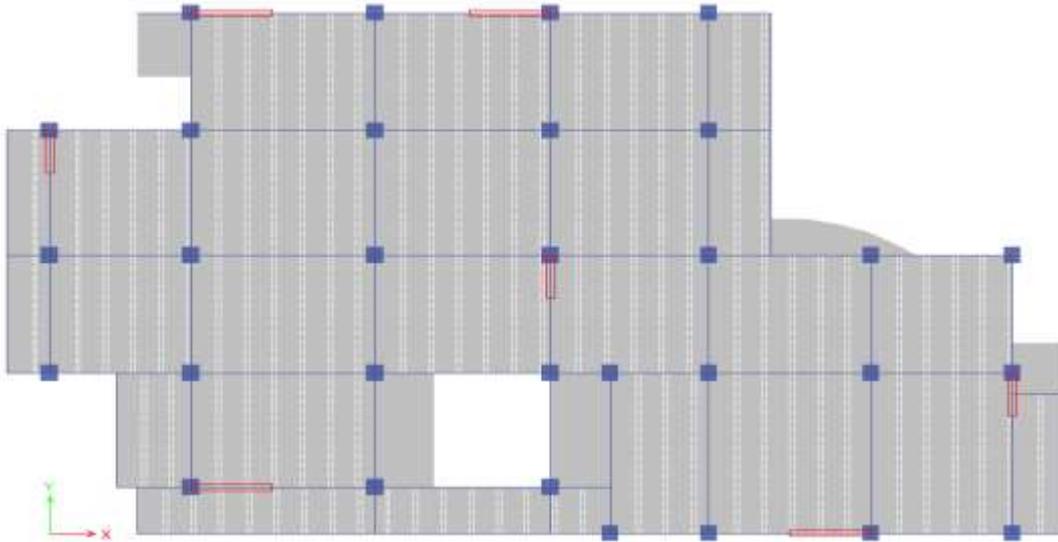


Figure IV. 3 disposition des voiles

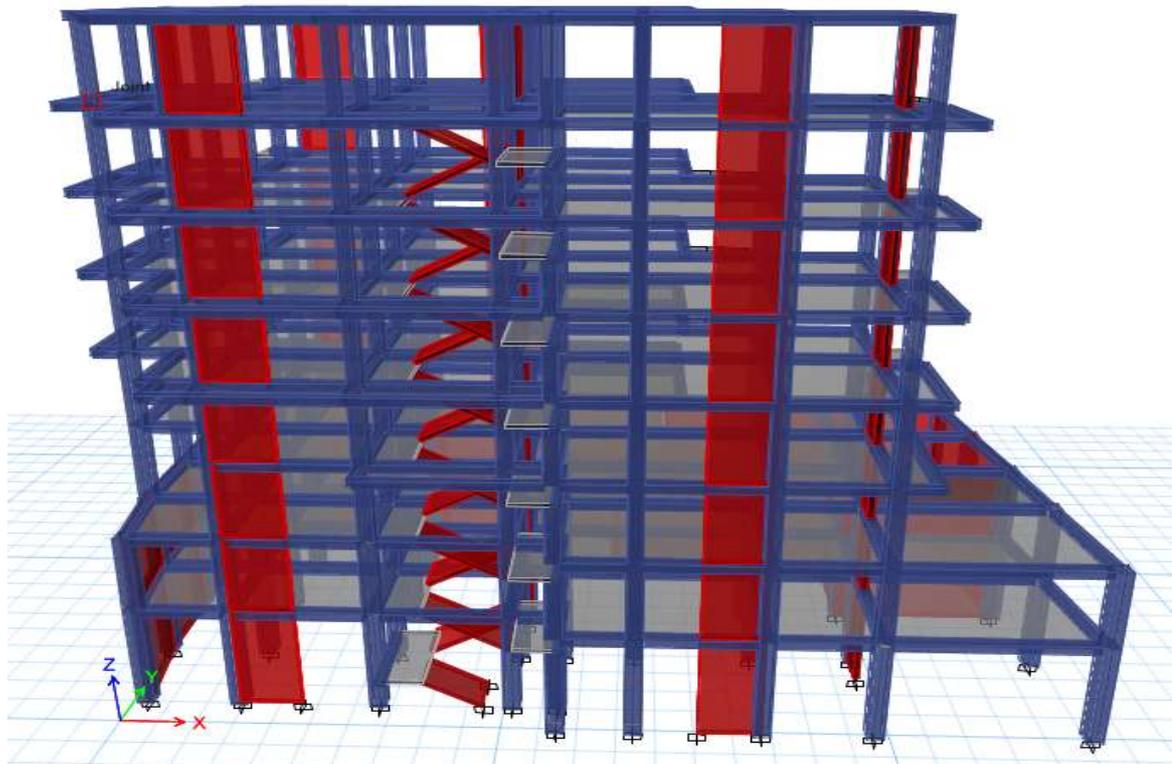


Figure IV. 4 Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16

Les résultats obtenus montrent que le comportement de la structure dans le premier mode est un mode de Translation dans l'axe Y-Y, Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X et le troisième mode est un mode de rotation suivant l'axe Z-Z

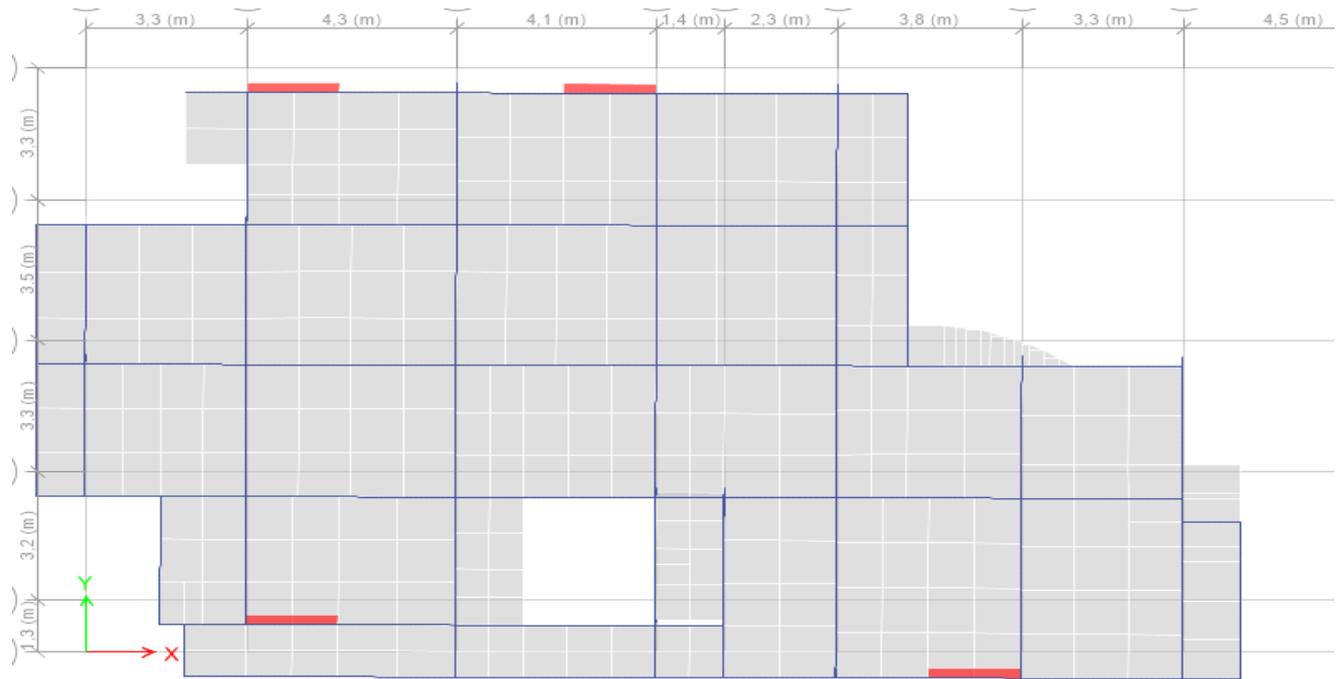


Figure IV. 5 mode 1 (translation suivant y-y)

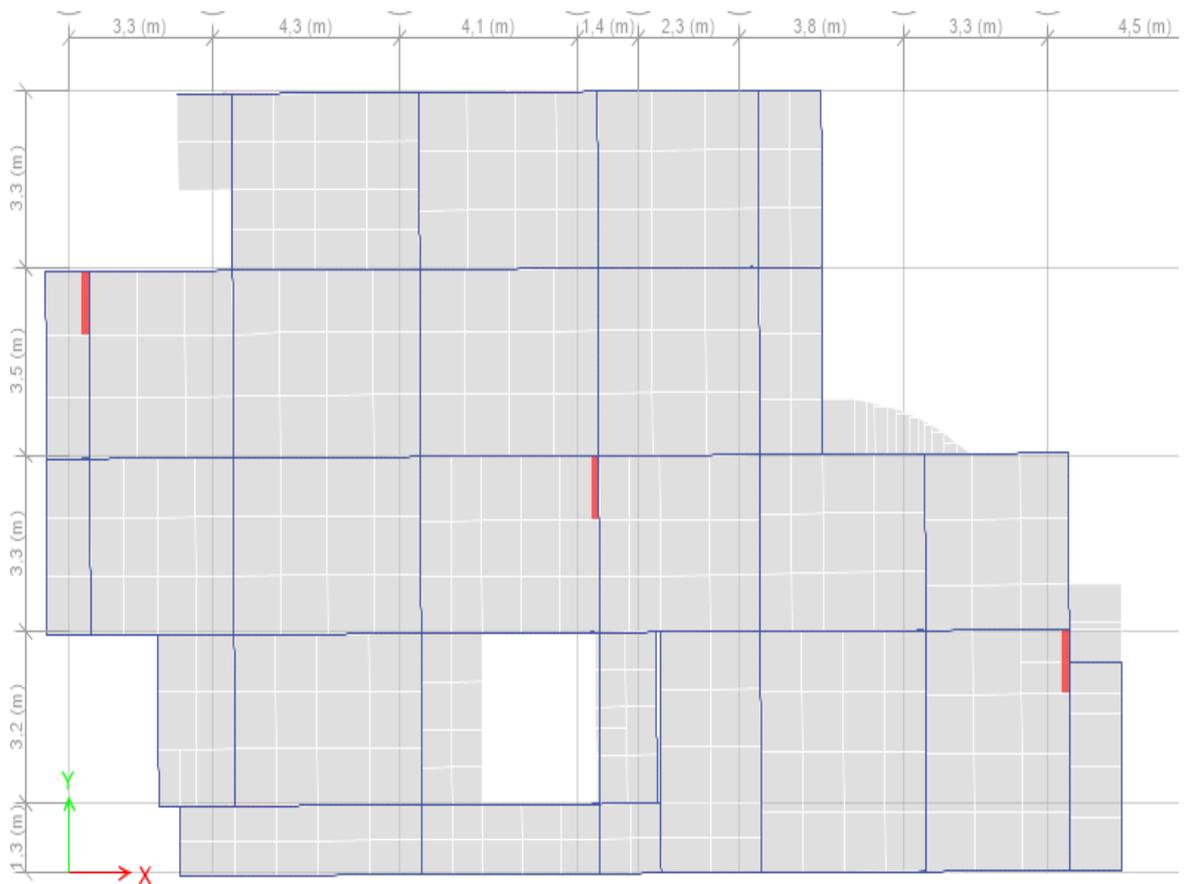


Figure IV. 6 mode 2 (translation suivant x-x)

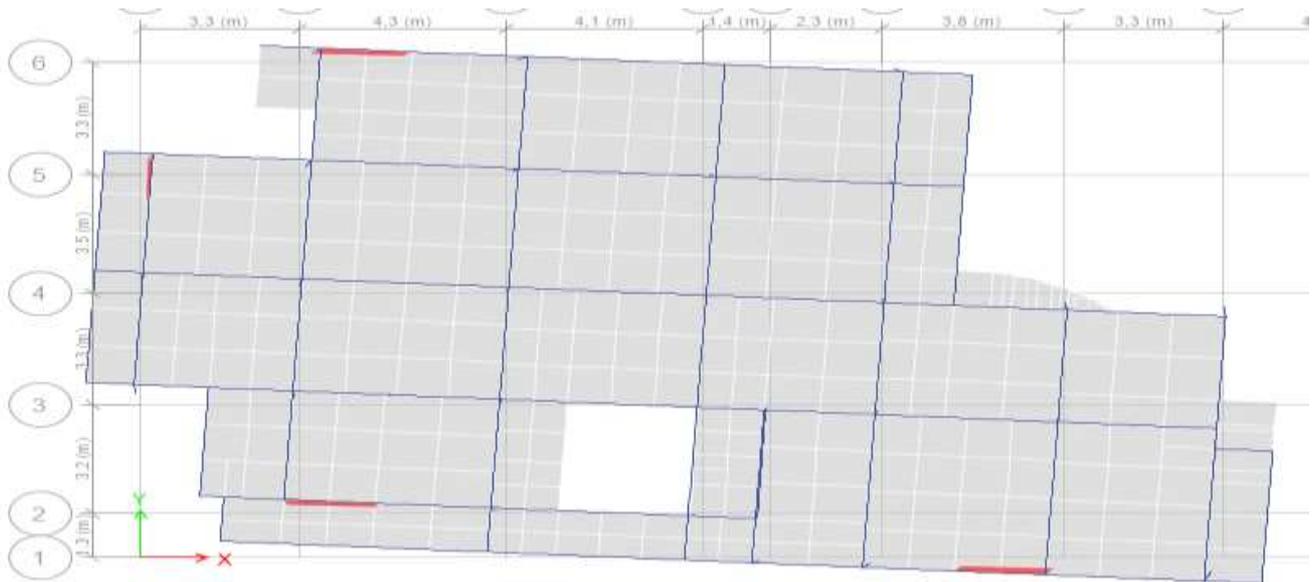


Figure IV. 7 mode 3(Rotation selon l'axe z-z)

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

Tableau IV. 2 Périodes et taux de participation massique de la structure

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,647	0,0007	0,5278	0,0007	0,5278
2	0,554	0,5164	0,0005	0,5171	0,5283
3	0,506	0,0001	0,0000195	0,5172	0,5283
4	0,207	0,0003	0,1014	0,5175	0,6297
5	0,166	0,1198	0,0000238	0,6373	0,6298
6	0,144	0,0107	0,0004	0,648	0,6302
7	0,107	0,0005	0,0744	0,6484	0,7046
8	0,082	0,0983	0,0058	0,7467	0,7104
9	0,068	0,006	0,0859	0,7528	0,7962
10	0,064	0,006	0,042	0,7587	0,8382
11	0,055	0,0574	0,0158	0,8161	0,8541
12	0,049	0,0446	0,0984	0,8607	0,9525
13	0,039	0,0007	0,0008	0,8614	0,9532
14	0,038	0,0236	0,0104	0,885	0,9636
15	0,037	0,0354	0,0123	0,9204	0,9759

Ces résultats montrent que la participation modale suivant la direction X atteint 90% lorsqu'on prend 15 modes, et dans la direction Y elle atteint 90% lorsqu'on prend les 12 modes

IV.5. Vérification de la période :

Le RPA (art 4.2.4) recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30%.

$$T_{dy,x} = 0.554s < \{T_{sx} = 1.3 \times 0,427 = 0.555 \text{ ls}$$

$$T_{dy,y} = 0.647s < \{T_{sy} = 1.3 \times 0,567 = 0.737 \text{ ls}$$

IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t 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} , nous avons :

Tableau IV. 3 Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	2162.388	1729.91	1405.6116	Non Vérifiée
Sens yy	2080.011	1664.009	1405.6426	Non Vérifiée

On remarque que la condition n'est pas vérifiée suivant le sens x et suivant le sens y donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse en les multipliant par le rapport

$$0.8V_{st}/V_{dy}=1.231 \dots\dots\dots\text{selon le sens X}$$

$$0.8V_{st}/V_{dy}=1.184 \dots\dots\dots\text{selon le sens Y}$$

IV.7. Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

IV.7.1. Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV. 4 Vérification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	voiles	Portique	voiles
Etage 5	-2276,552	-548,0547	81%	19%
Etage4	-4914,506	-1320,5187	78,82095479	21,1790452
Etage3	-7903,6579	-1966,3958	80,07715196	19,922848
Etage 2	-10939,5986	-2646,5753	80,52008373	19,4799163
Etage1	-14208,6223	-3175,0424	81,73548297	18,264517
RDC	-17431,0686	-3778,1529	82,18627261	17,8137274
Entre sol 1	-18599,0205	-7037,7767	72,54814381	27,4518562
Entre sol 2	-22051,4379	-9442,2848	70,01851801	29,981482

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée sauf dans l'avant derniers étages et les entre sols

IV.7.2. Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV. 5 Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charge reprise (KN) Sens XX		Pourcentage repris (%) SensXX		Charge reprise (KN) Sens YY		Pourcentage repris (%) Sens YY	
	portique	voile	Portique	Voiles	portique	voiles	portique	Voiles
Etage5	375,621	187,190	66,740	33,259	374,029	125,720	74,843	25,156
Etage4	339,314	323,488	51,193	48,806	390,060	241,857	61,726	38,273
Etage3	528,002	394,381	57,243	42,756	639,823	216,811	74,690	25,309
Etage2	485,100	638,608	43,169	56,830	669,715	365,801	64,674	35,325
Etage1	599,427	676,569	46,977	53,022	867,947	337,312	72,013	27,986
RDC	453,701	990,002	31,426	68,573	732,552	649,559	53,002	46,997
Entre sol1	78,824	1690,374	4,4554	95,544	244,472	1769,215	12,140	87,859
Entre sol 2	76,233	1656,851	4,3986	95,601	94,581	1567,126	5,691	94,308

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontale.

On voit bien que les voiles prennent un pourcentage important au niveau des entres sols car ces derniers ont plein de voiles périphériques.

IV.7.3. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{(Formule 7.2)}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort **normal** de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA. La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV. 6 vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	b×	fc28	Combinaisons	Nd	condition	Observation
Etage 5	0,35×0,4	25	G+Q+EX Min	145,9015	0,04168614	Vérifiée
Etage 4	0,35×0,4	25	G+Q+EX Min	298,7995	0,08537129	Vérifiée
Etage 3	0,4×0,45	25	G+Q+EY Min	469,1866	0,10426369	Vérifiée
Etage 2	0,4×0,45	25	G+Q+EY Min	717,7259	0,15949464	Vérifiée
étage 1	0,45×0,5	25	G+Q+EY Min	981,4976	0,17448846	Vérifiée
RDC	0,45×0,5	25	G+Q+EY Min	1211,0076	0,21529024	Vérifiée
Entre sol 1	0,5×0,55	25	G+Q+EY Min	1254,0236	0,18240343	Vérifiée
Entre sol 2	0,5×0,55	25	G+Q+EX Min	1395,42	0,20297018	Vérifiée

On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

IV.8. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage $\Delta_k < 1\% \times h_e$. On a h_e étant la hauteur de l'étage

Tableau IV. 7 Vérification des déplacements selon (x-x)

Niveaux	δ_{ek} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	HK (Cm)	Δ_k / h_k %
Etage 5	1,072	5,36	4,525	0,835	306	0,00278
Etage 4	0,905	4,525	4,525	0,93	306	0,00392
Etage 3	0,719	3,595	2,60	0,995	306	0,00325
Etage 2	0,52	2,6	1,575	1,025	306	0,00349
Etage 1	0,315	1,575	0,69	0,885	306	0,00289
RDC	0,138	0,69	0,145	0,545	306	0,00178
Entre sol 1	0,029	0,145	0,055	0,09	306	0,00029
Entre sol 2	0,011	0,055	0,00	0,055	408	0,00013

Tableau IV. 8 Vérification des déplacements selon (y-y)

Niveaux	δ_{ek} (Cm)	δ_k (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	HK (Cm)	Δ_k / h_k %
Etage 5	1,297	6,485	5,695	0,79	306	0,00258
Etage 4	1,139	5,695	4,68	1,015	306	0,00331
Etage 3	0,936	4,68	3,475	1,205	306	0,00393
Etage 2	0,695	3,475	2,14	1,335	306	0,00436
Etage 1	0,428	2,14	0,925	1,215	306	0,00289
RDC	0,185	0,925	0,145	0,78	306	0,00254
Entre sol 1	0,029	0,145	0,055	0,09	306	0,00029
Entre sol 2	0,011	0,055	0,00	0,055	408	0,00013

On voit bien à travers ces deux tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.9. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA99/version 2003(Art 5.9))

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

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 $\frac{1}{1 - \theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV. 9 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveaux	h (m)	P (kn)	Δkx (m)	Vk(kn)	θkx	Δky cm	Vk(kn)	θky
Etage 5	3,06	3038,946	0,00835	476,241	0,0163	0,0079	441,005	0,0166
Etage 4	3,06	6277,674	0,0093	811,789	0,0220	0,01015	746,79	0,0261
Etage 3	3,06	9616,239	0,00995	1105,281	0,0264	0,01205	1014,910	0,0349
Etage 2	3,06	12943,29	0,01025	1324,273	0,0306	0,01335	1226,374	0,0431
Etage 1	3,06	16490,403	0,00885	1471,043	0,0303	0,01215	1370,463	0,0447

RDC	3,06	19883,415	0,00545	1557,849	0,0212	0,0078	1455,219	0,0326
E S 1	3,06	25094,768	0,0009	1630,722	0,0042	0,0009	1534,477	0,00450
E S 2	4,08	31203,286	0,00055	1730,308	0,0040	0,0055	1664,280	0,00420

IV.10. Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P-Δ et effort normal réduit).

L'architecture de la structure était un véritable obstacle pour un avoir un bon comportement suite aux décrochements observés, ce qui nous a conduit à touché l'architecture pour satisfaire les exigences du RPA99/2003.

Pour cela on a pu modifier le plan architectural afin d'éliminer toute obstacles concernant ce dernier, en protégeant l'ossature de la structure.

Après cela nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure dans le chapitre V.

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 10 les dimensions définitives des éléments structuraux

Niveau	E.S2	ES1	RDC	01	02	03	04	05
Poteau (cm ²)	50 × 55		45 × 50		40 × 45		35 × 40	
Voiles (cm)	20							
P.P (cm ²)	30 × 45							
P.S (cm ²)	30 × 35							

CHAPITRE

V

ETUDES

DES

ELEMENT

STRUCTURAUX

V.1 Introduction :

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2 Etudes des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissants en tête et à la base dans les deux sens. Leur ferraillement se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E RPA99 /version2003 (Article 5.2)
- G+Q-E
- 0.8G+E
- 0.8G-E

Pour notre structure, nous avons quatre types de poteaux à étudier :

- Entre sole 1 ; entre sole2 : $(b \times h) = (50 \times 55) \text{ cm}^2$
- RDC ; 1^{er} étages : $(b \times h) = (45 \times 50) \text{ cm}^2$
- 2, 3^{ème} étages : $(b \times h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$
- 4, 5^{ème} étages : $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

V.2.1 Recommandations du RPA99

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % de la section du poteau en zone courante.
 - 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

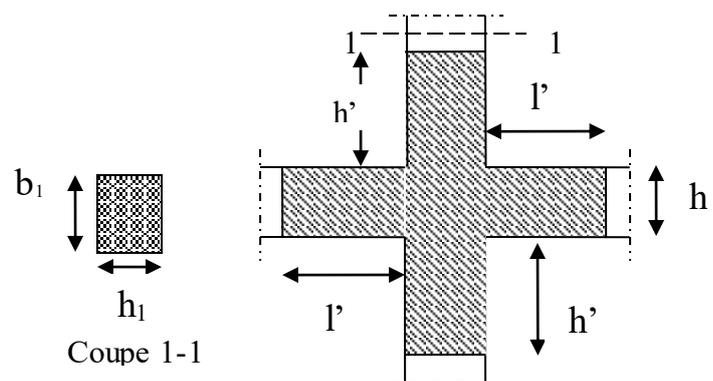


Figure V. 1 zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Entre sol1, entre sol2	50×55	22	110	165
RDC ,1 ^{ème} étage	45×50	18	90	135
2 ^{ème} ,3 ^{ème} étages	40×45	14,4	72	108
4 ^{ème} ,5 ^{ème} étages	35×30	8,4	42	63

b) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)} \quad \text{Avec :}$$

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 pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$-A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elencement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

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 $10\phi_t$ minimum ; .

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel étabs 2016 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 2 sollicitations dans les poteaux

Niveau	N _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V(KN)
Entre sol2 ; 1	1650,7 58	22,0223	-94,314	147,393	-419,810	-26,927	74,0131
Combinaison	ELU		ELU		ELU		
RDC ; 1étage	1211,0 07	-68,105	-101,17	662,594	2,97	39,171	- 66,0087
Combinaison	ELA		ELA		ELA		
2,3 ^{eme} étages	799,69 8	-7,2179	-90,024	354,143	12,946	22,132	60,6208
Combinaison	ELU		ELA		ELA		
4,5 ^{eme} étages	396,29	-5,985	-59,41	149,094	-13,235	32,673	58,7949
Combinaison	ELU		ELA		ELA		

V.2.3 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Les données : $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_b = 1,5$ (Situation courante).

Soit : $N^{min} = -419,810 \text{ KN}$ → $M^{corr} = -26,927 \text{ KN}$

$b = 50 \text{ cm}$; $h = 55 \text{ cm}$; $d = 53 \text{ cm}$

$= \frac{M}{N} = 0,064 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,275 \text{ m}$ → le centre de pression est à l'intérieur de

la section.

N est un effort de traction et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton.

Donc : la section est entièrement tendue (SET).

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} e_1 = (\frac{h}{2} - d') + e_G \\ e_2 = (d - d') - e_1 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e_1 = (\frac{0,55}{2} - 0,03) + 0,064 = 0,309 \text{ m} \\ e_2 = (0,525 - 0,025) - e_1 = 0,180 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10} \times (d - d')} = \frac{419,810 \times 10^{-3} \times 0,186}{348 \times (0,525 - 0,03)} = 4,45 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10} \times (d - d')} = \frac{419,810 \times 10^{-3} \times 0,314}{348 \times (0,525 - 0,03)} = 7,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,50^2 \times 2,1}{400} = 13,13 \text{ cm}^2$$

Dans ce cas on calcul :

$$A_{min}^{RPA} = 8\% \times b \times h = 0,08 \times 0,50 \times 0,55 = 22 \text{ cm}^2$$

❖ Remarque :

A cal = 7,61 cm² c'est le choix d'un seul façade d'onc on doit faire pour 4 façade

D'onc : le choix de ferrailage c'est A = 8,04 cm² pour une seule façade

Pour quatre façades on a : 12 HA 16 = 24,13 cm²

Le tableau ci-dessous résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V. 3 Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)	Choix des barres
Entre sol 2 ;entre sol1	50×55	SET	7,61	22	24,13	12HA16
RDC ;1 étage	45×50	SPC	2,067	18	20,36	4HA16+8HA14
2, 3 ^{ème} étages	40×45	SPC	1,276	14,4	15,21	4HA14+8HA12
4, 5 ^{ème} étages	30×35	SPC	3,133	8,4	9,05	8HA12

Tableau V. 4 Armatures transversales des poteaux

Niveaux	Entre sol 2 ;1	RDC +1 étage	2 ,3 ^{ème} étages	4 ,5 ^{ème} étages
Section	50×55	45×50	40×45	30×35
$\phi_{l^{min}}$ (cm)	1,6	1,4	1,2	1,2
Lf(cm)	285,6	214,2	214,2	214,2
λg	5,19	4,76	5,35	6,12
V (KN)	74,0131	-66,0087	60,6208	58,7949
t zone nodale (cm)	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15
ρ	2,5	3,75	2,5	2,5
A_t (cm ²)	1,26	1,24	1,26	1,57
A_t^{min} (cm ²)	2,25	1,306	1,8	1,35
A_t^{opt} (cm ²)	6HA8=3,08	6HA8= 3,08	6HA8=3,08	6HA8=3,08

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$$

vérifier la condition suivante :

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{16}{3} = 5,33mm$.

V.2.4 Vérification

a) Vérification au flambement :

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme 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 :

$$N_{\max} \leq N_u = \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{BAEL91 art B.8.4, 1})$$

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.

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

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 $\left\{ \begin{array}{l} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{array} \right.$

b : hauteur de la section nette

A_s : Section d'armature.

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 (cm)	l _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{ul} (KN)	N _{max} (KN)
Entre sol2, 1	50×55	408	285,6	19,76	0,799	24,13	0,2544	6709,80	419,810
RDC , 1étage	45×50	306	214,2	16,46	0,813	20,36	0,2064	5764,44	2,97
2, 3 ^{ème} étages	40×45	306	214,2	18,52	0,805	15,21	0,1634	4264,27	354,143
4, 5 ^{ème} étages	30×35	306	214,2	24,70	0,773	9,06	0,0924	2438,93	149,094

On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{b1} = \frac{N}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times v \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{b2} = \frac{N}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times v' \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène)}$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (v^3 + v'^3) + 15A'(v - d')^2 + 15(d - v)^2$$

$$M_{serG} = M_{Ser} - N_{Ser} \left(\frac{h}{2} - v\right)$$

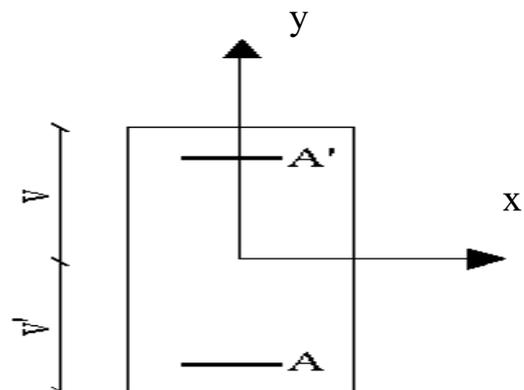


Figure V. 2 section d'un poteaux

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 6 Vérification des contraintes dans le béton

niveaux	Entre sol2,1	RDC, 1etage	2, 3 ^{ème} étages	4, 5 ^{ème} étages
Section	50×55	45×50	40×45	30×35
V	0,307	0,276	0,246	0,192
V'	0,243	0,224	0,204	0,158
d(m)	0,52	0,47	0,42	0,32
A (cm ²)	24,13	20,36	15,21	9,05
I_{yy} (m ⁴)	0,008856	0,00501	0,00380	0,00132
S (m ²)	0,31	0,255	0,2028	0,118
N_{ser} KN.m	1205,515	883,332	584,099	289,293
M_{ser} KN.m	68,655	38,646	27,333	20,502
$M_{ser} G$ KN.m	107,23	61,61	39,59	25,42
σ_{b1} (MPa)	7,89	6,85	5,44	6,15
σ_{b2} (MPa)	6,83	6,21	5,00	5,49
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	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.

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA99/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 sollicitations tangente

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)	Observation
RDC, 1 ^{ere} étages	50×55	2,856	5,19	0.075	0,52	74,01	0,285	1,875	Vérifier
RDC , 1 ^{ere} étages	45×50	2,142	4,76	0.04	0,47	66,00	0,312	1,00	Vérifier
2 ,3 ^{eme} étages	40×45	2,142	5,35	0.075	0,42	60,62	0,306	1,875	Vérifier
4 ,5 ^{eme} étages	30×35	2,142	6,12	0.075	0,32	58,79	0,612	1,875	Vérifier

Pas de risque de cisaillement.

V.3 Etude des poutres :

V.3.1. Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS structural analysais qui sont des combinaisons les plus défavorables

Données par le RPA99/2003. Suivantes :

- 1). 1.35G+1.5Q
- 2). G+Q
- 3). G+Q±E
- 4). 0.8G±E

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (40×45).
- Poutres secondaires (35×40).

V.3.2. Recommandation du RPA 99/V2003

a) Coffrage

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{cases} \quad \text{RPA99 (Art 7.5.1)}$$

b) Ferrailage RPA99 (Art 7.5.2)

❖ Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% $b \times h$ En zone courante.
 - 6% $b \times h$ 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 :
 - 40 ϕ En zone IIa.
 - avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.9, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont

❖ Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par $A_t = 0.003 \times S \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.3.3.Calcul de ferrailage :

Poutres principales :(30×45)

Poutre secondaires: (30×35)

On prend comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale la plus sollicitée avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = -74,2234 \text{ KN.m} ; \quad M_a = -51,05 \text{ KN.m} ; \quad d = 0,43$$

• **Armatures en appui :**

$$u_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{71,21 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,43^2 \times 14,2} = 0,090$$

$$u_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A ; } A = 0 \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - (2 \times u_{bu})} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,090)} \right] = 0,118$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,43 (1 - 0,4 \times 0,084) = 0,410 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{71,21 \times 10^{-3}}{0,410 \times 400} = 4,34 \text{ cm}^2.$$

• **Armatures en travée :**

$$u_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{88,163 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,43^2 \times 14,2} = 0,111$$

$$u_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A ; } A = 0 \quad ; \quad f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - (2 \times u_{bu})} \right] = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,111)} \right] = 0,147$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,43 (1 - 0,4 \times 0,124) = 0,405 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{88,163 \times 10^{-3}}{0,405 \times 348} = 6,26 \text{ cm}^2$$

❖ **La section minimale des aciers longitudinaux :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{BAEL 91 (Art F.TV.2)}$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V. 8 Ferrailage des poutres principale

Niveaux	Localisation	M KN.m	A_{cal} Cm ²	A_{adop} Cm ²	A_{min} Cm ²	Le choix des barres
Entre sol 2,1	Travée	88,163	6,26	6,79	1,55	6HA12
	appui	77,14	4,34	4,62	1,55	3HA14
RDC+Etage courant	travée	52,53	3,61	4,62	1,55	3HA14
	appui	92,78	6,12	6,79	1,55	6HA12
Terrasse	travée	57,19	3,98	4,62	1,55	3HA14
	appui	76,65	4,70	5,65	1,55	5HA12

Tableau V. 9 Ferrailage des poutres secondaires

Niveaux	Localisation	M KN.m	A_{cal} Cm ²	A_{adop} Cm ²	A_{min} Cm ²	Le choix des barres
Entre sol 2,1	Travée	41,61	3,80	4,62	1,20	3HA14
	appui	20,5	1,59	2,01	1,20	4HA8
RDC+ Etage courant	travée	20,01	1,78	2,01	1,20	4HA8
	appui	85,24	7,17	8,04	1,20	4HA16
Terrasse	travée	19,18	1,71	2,01	1,20	4HA8
	appui	32,66	2,95	3,39	1,20	3HA12

a) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL 91}$$

❖ **Poutres principales** $\phi \leq \min\left(12; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(12; 12,85; 30)$

Donc on prend $\phi_t = 12mm \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3,14cm^2$ (un cadre et un étrier)

❖ **Poutres secondaires** $\phi \leq \min\left(1,4; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(12; 10; 30)$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 2HA8 = 2,01cm^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :

➤ Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}; 30\text{cm}\right)$,

Poutres principales : $S_t \leq \text{Min}(11,25\text{cm}; 24\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \text{Min}(8,75\text{cm}; 14,4\text{cm}, 30\text{cm})$ Soit : $S_t = 8\text{ cm}$

➤ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2}; S_t \leq 22,5$ Soit :

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

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2}$; $S_t \leq 17,5$: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.4. Les vérifications

❖ Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales

➤ **En zone de recouvrement : $A_{max} = 4 \%$ ($b \times h$)**

- Poutre principale : $A_{max} = 54 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

➤ **En zone de recouvrement : $A_{max} = 6 \%$ ($b \times h$)**

- Poutre principale : $A_{max} = 81 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$

❖ Vérification a l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** $A > A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,55 \text{ cm}^2$

Vérification des contraintes tangentielles : $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$

On doit vérifier : $\tau_{bu} = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min (0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} ; 5 \text{ MPA})$

On vérifie que les poutres les plus défavorables, si les vérifications sont satisfaites

Donc les autres poutres le seront aussi.

Les résultats sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau V. 10 Vérification des contrainte tangentiel

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPA)	Observation
Poutres principales	98,49	0,76	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires	71,26	0,72	3,33	Vérifiée

❖ Vérification À l'ELS**➤ L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

➤ Etat limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

Tableau V. 11 Vérifications de l'état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	64,13	20735,0	19,45	6,02	15	Vérifier
	Travées	45,34	15758,2	16,87	4,85	15	Vérifier
Poutres secondaires	Appuis	30,26	11057,3	16,35	4,48	15	Vérifier
	Travées	11,11	87566	14,38	1,82	15	Vérifier

➤ Vérification de l'état limite de déformation

D'après le BAEL91 la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$h \geq h_f = \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10M_0} \right) \times L \Rightarrow 1$$

$$A \leq A_f = \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2$$

$$L \leq 8 \text{ m} \Rightarrow 3$$

• Poutres principales

$$h = 45 \text{ cm} > h_f = 42,4 \text{ cm} \quad \text{vérifier}$$

$$A = 6,79 < 13,35 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifier}$$

$$L = 6,06 < 8 \text{ m} \quad \text{vérifier}$$

- **Poutres secondaires**

$$h = 35 \text{ cm} > hf = 33,8 \text{ cm} \quad \text{vérifier}$$

$$A = 7,7 < 10,39 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifier}$$

$$L = 6,06 < 8 \text{ m} \quad \text{vérifier}$$

- **Vérification des zones nodales :**

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

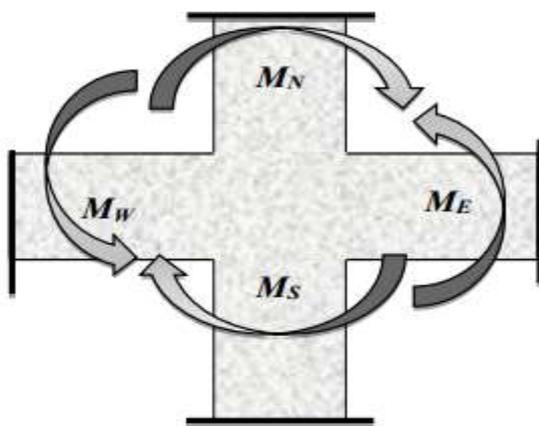
$$|MN| + |MS| \geq 1.25 \times (|MW| + |ME|)$$


Figure V. 3 zone nodale

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section de béton
- de la quantité d'armatures dans la section
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } z = 0,9 h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans
Les tableaux suivants :

Tableau V. 12 Les moments résistants dans les poteaux

niveaux	Section(cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Entre sol2,1	50×55	49,5	10,3	177,427
RDC+1 ^{ere} étage	45×50	45	10,3	161,298
2,3 ^{eme} étage	40×45	40,5	10,3	145,168
4,5 ^{eme} étage	30×35	31,5	7,1	77,830

Tableau V. 13 Moment résistance dans les poutre principales :

niveaux	h (cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	σ _s (MPA)	M _R (KN.m)
Entre sol 2,1	45	40,5	4,62	348	65,11
RDC+étage courant	45	40,5	6,79	348	95,70
Terrasse	45	40,5	5,65	348	79,63

Tableau V. 14 Moment résistance dans les poutres secondaires

niveaux	h (cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	σ _s (MPA)	M _R (KN.m)
Entre sol 2,1	35	31,5	2,01	348	22,033
RDC+étage courant	35	31,5	7,70	348	84,40
Terrasse	35	31,5	3,39	348	37,16

Tableau V. 15 Vérification des zones nodales selon le sens principale

niveaux	M_N	M_S	M_S+M_N	M_w	M_E	$1,25(M_w+M_E)$	Observation
Entre sol2	177,43	177,43	354,86	65,11	65,11	162,775	Vérifier
Entre sol1	177,43	177,43	354,86	65,11	65,11	162,775	Vérifier
RDC	161,3	161,3	338,73	95,7	95,7	239,25	Vérifier
Etage 1	161,3	161,3	322,6	95,7	95,7	239,25	Vérifier
Etage 2	145,17	145,17	306,47	95,7	95,7	239,25	Vérifier
Etage 3	145,17	145,17	290,34	95,7	95,7	239,25	Vérifier
Etage 4	77,83	77,83	223	95,7	95,7	239,25	Non vérifier
Etage 5	77,83	77,83	155,66	79,63	79,63	199,075	Non vérifier

Tableau V. 16 Vérification des zones nodales selon le sens secondaires

niveaux	M_N	M_S	M_S+M_N	M_w	M_E	$1,25(M_w+M_E)$	Observation
Entre sol2	177,43	177,43	354,86	22,03	22,03	55,075	vérifier
Entre sol1	177,43	177,43	354,86	22,03	22,03	55,075	vérifier
RDC	161,3	161,3	338,73	84,4	84,4	211	vérifier
Etage 1	161,3	161,3	322,6	84,4	84,4	211	vérifier
Etage 2	145,17	145,17	306,47	84,4	84,4	211	vérifier
Etage 3	145,17	145,17	290,34	84,4	84,4	211	vérifier
Etage 4	77,83	145,17	223	84,4	84,4	211	vérifier
Etage 5	77,83	77,83	155,66	37,16	37,16	92,9	Vérifier

❖ **Remarque :**

On remarque que les vérifications des zones nodales pour les poutres principales ne sont pas vérifiées avec le ferrailage choisis ci précédent donc on opte un nouveau ferrailage des poteaux comme suit :

- Entre sol 2 et 1 : $4HA20 + 8HA16 = 29,37 \text{ cm}^2$
- RDC+ 1 étage : $4HA20 + 8HA16 = 29,37 \text{ cm}^2$
- 2 ; 3^{em} étages : $4HA20 + 8HA 16 = 29,37 \text{ cm}^2$
- 4 ; 5^{em} étages : $4 HA 16 + 8 HA 14 = 20,36 \text{ cm}^2$

Après augmentation de ferrailages des poteaux on remarque que les vérifications des zones nodales pour les poutres principaux son vérifier sauf les deux dernier niveaux

❖ **Remarque :**

On remarque que l'observation n'est pas vérifiée à l'étage 4 et 5 dans le sens principal, mais selon RPA 99/2003 (Art.7.6.2) les deux derniers niveaux on peut les tolérer.

V.3.5.Schéma de Ferrailage des poteaux :

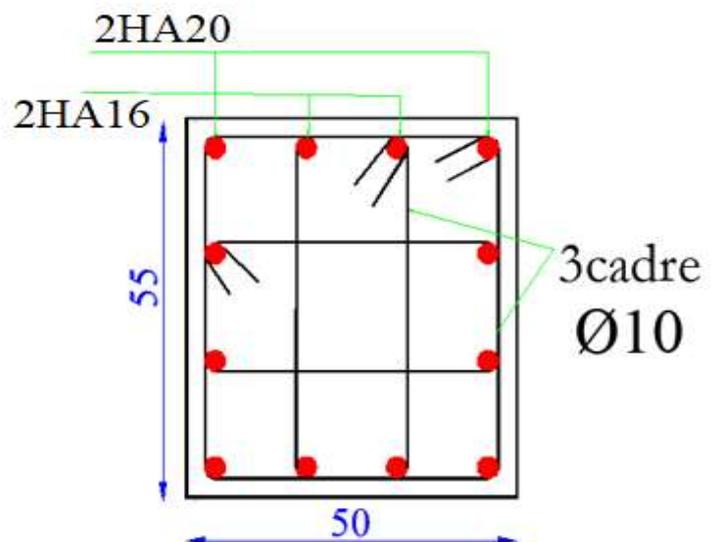
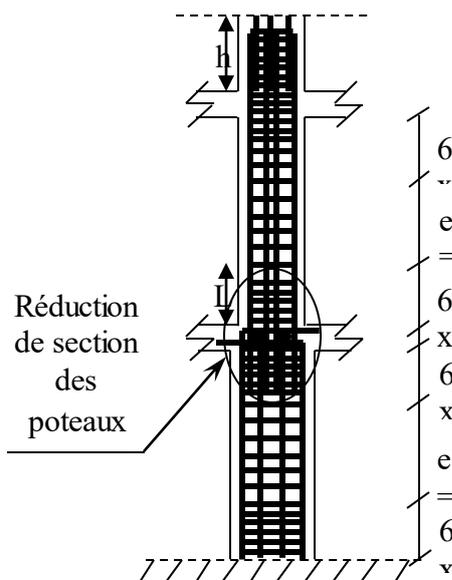


Figure V.4 coupe longitudinal

Figure V.5 schéma de ferrailage entre sol 1,2

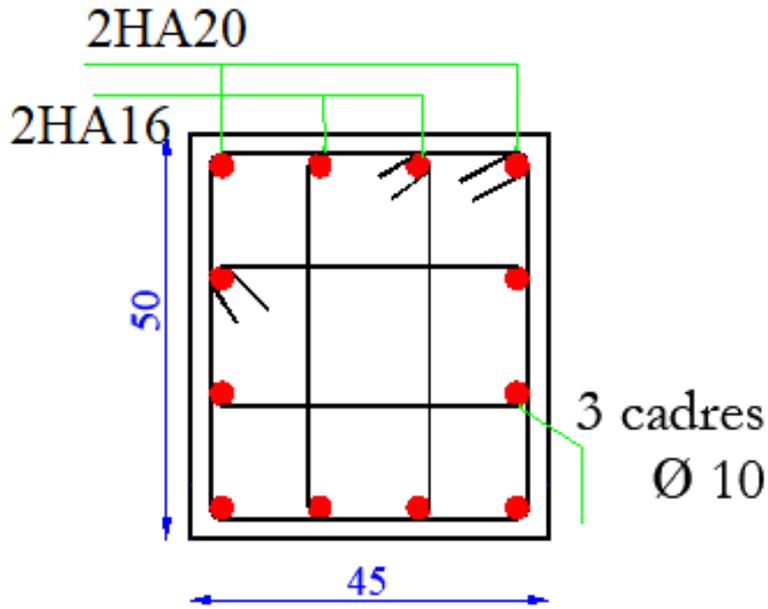


Figure V. 6 schéma de ferrailage
RDC, étage 1

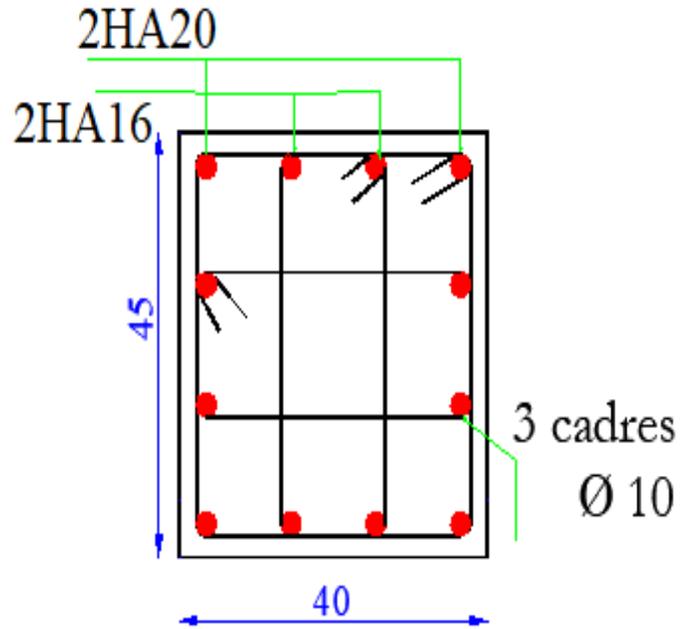


Figure V. 7 schéma de ferrailage
étage 2,3

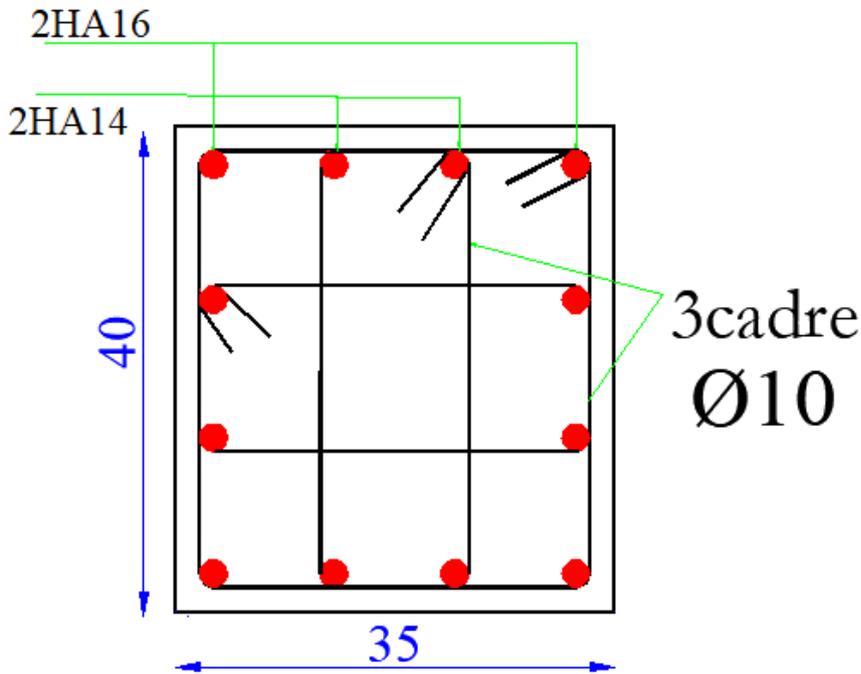


Figure V. 8 schéma de ferrailage étage 4,5

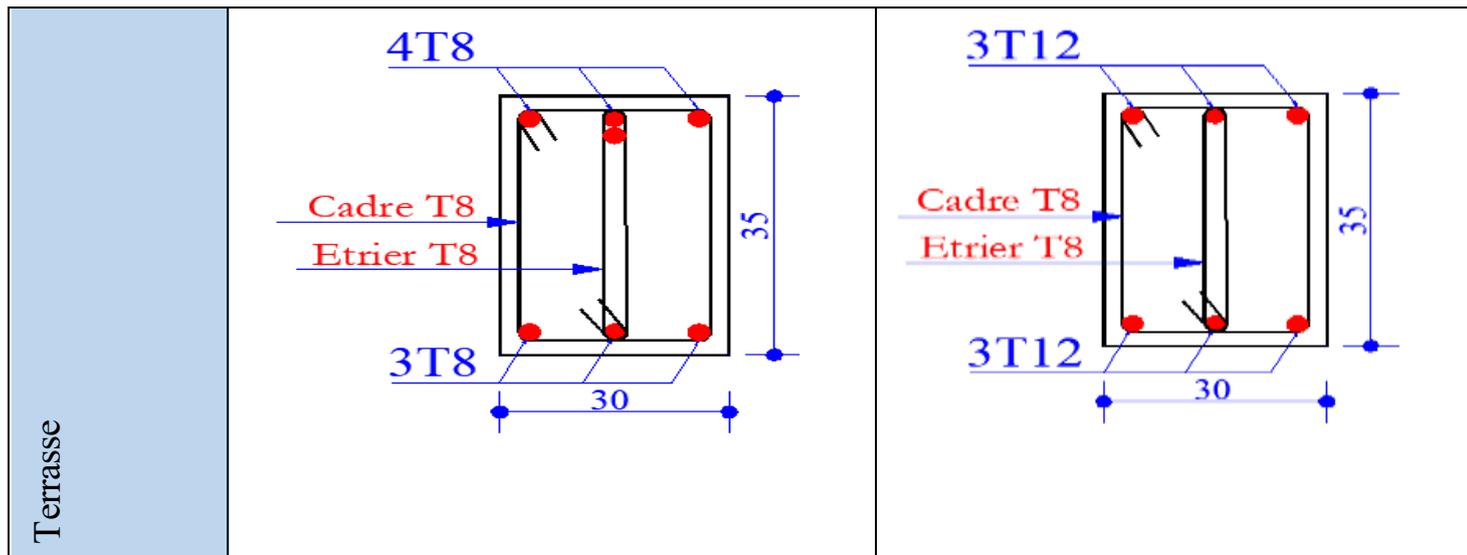
V.3.6. Schéma de Ferrailage des poutres :

Tableau V. 17 schéma de ferrailage poutre principales

Niveau	Schéma de ferrailage	
	En appuis	En travée
Entre sol 1, 2		
RDC + étages courant		
Terrasse		

Tableau V. 18 Schéma de ferrailage poutre secondaire

Niveau	Schéma de ferrailage	
	En appuis	En travée
Entre sol 1, 2		
RDC + étages courant		



V.4 ETUDE DES VOILES

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plans. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastrée à sa base, il est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant. On peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivantes :

- ELU.
- $G+Q\pm E$.
- $0.8G\pm E$.

V.4.1. Recommandation du RPA

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- ❖ Armatures verticales.
- ❖ Armatures horizontales.
- ❖ Armatures transversales.
- ❖ **Armatures verticales**

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 $St < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités 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.

❖ Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

❖ Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

❖ Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\%b \times h$dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0.10\%b \times h$dans la zone courante.

- $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- L'espacement : $S_l = \min(1.5 \times e; 30cm)$;
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre Épingles par m². 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 est possible.

20φ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

• **Le ferrailage**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section

(e×L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- $M_{\max} \rightarrow N$ correspondant

$d = 0.9 L$; $d' = 0.1 L$

$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times L \times e$

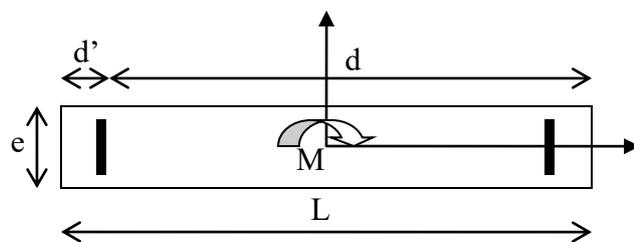


Figure V. 9 schéma voile plein

• **Armatures horizontales :**

On fixe St et on calcul At avec la formule suivante :

$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$ $K=0$ (pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$

$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$

$\tau_u = \frac{1.4 \times v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 Mpa.$

$$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

- **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

- **Diamètres des barres :**

$$\phi < e/10 \dots\dots\text{zone courante.}$$

- **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$$S_i \leq 1.5 \times e$$

$$S_i \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- $A_v \text{ cal /face}$: Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- $A_v \text{ min/face}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- $A_v \text{ adop/face}$: Section d'armature verticale adoptée par face.
- $N^{\text{barre/face}}$: nombre de barres adoptées par face.
- S_i : Espacement (il ya deux espacements l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur $L/10$ et l'autre au milieu du voile).
- $A_h \text{ min/face/ml}$: Section d'armature horizontale minimale pour 1mètre linéaire.
- $A_h \text{ cal/face/ml}$: Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- $A_h \text{ adop/face}$: Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.
- $N^{\text{barre/face/ml}}$: nombre de barres adoptées pour 1mètre linéaire.

V.4.2. Exemple de calcul

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel ETABS V16, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.21. Sollicitations dans le voile V_x

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	

E.S.2	1445,75	1154,18	965,085	188,11	490,96	38,68	64,77
-------	---------	---------	---------	--------	--------	-------	-------

V.4.3. Ferrailage

Le calcul de ferrailage se fera sous N_{max} et M_{cor} , à la flexion composée pour section ($e \times I$).

La section trouvée sera comparée avec la section minimale (A_{min}) du RPA99 et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

Données :

$$N_{max} = 1445,75 \text{ KN} ; M_{corp} = 1154,18 \text{ KN.m}$$

$$L = 1,9 \text{ m} ; e = 0,2 \text{ m} ; d = 1,85 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1154,18}{1445,75} = 0,798 < \frac{1,9}{2} = 0,95$$

N est un effort de compression et C a l'intérieure de la section

On vérifie la condition suivante :

$$M_{ua} = M + N \left(d - \frac{L}{2} \right) = 1,15418 + 1,44575 \left(1,85 - \frac{1,9}{2} \right) = 2,46$$

$$N_u(d - d') - M_{uA} = 0,14 \text{ MN.m} < (0,337h - 0,81d')b h f_{bu} = 3,23$$

$$u_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,25 > 0,186 \text{ Pivot B}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,36$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,85(1 - 0,4 \times 0,36) = 1,58 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 4,47 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{F_{st}} = 3,15 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 3,15 \text{ cm}^2$

- Détermination des longueurs (Tendue et comprimée)

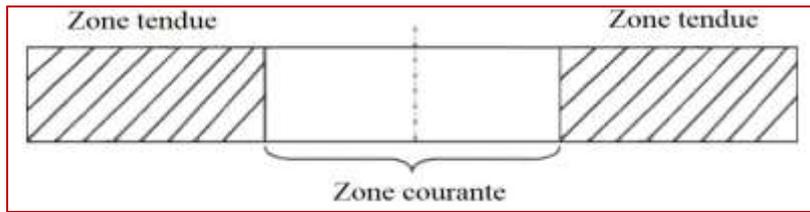


Figure V. 10 Zone courante et tendue dans les voiles

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{max}, \sigma_{min} > 0 \rightarrow SEC. \\ \sigma_{max}, \sigma_{min} < 0 \rightarrow SET. \\ \sigma_{max} > 0 ; \sigma_{min} < 0 \rightarrow SPC \end{cases}$$

Dans notre cas

$$\sigma_1 = 13,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -5,81 \text{ MPa} \text{ donc } SPC$$

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} = 0,57$$

$$L_c = L - 2 \times L_t = 0,76$$

- Armature minimales en zone tendue et zone comprimée :

$$A_{min}^{ZT} = 0,2\%(e \times l_t) = 0,2\%(0,2 \times 0,57) = 2,292 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{min}^{ZC} = 0,1\%(e \times l_c) = 0,1\%(0,2 \times 0,76) = 1,52 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans tout le voile (RPA99/V2003)

$$A_{min} = 0,15\%(e \times l) = 0,15\%(0,2 \times 1,9) = 5,7 \text{ cm}^2$$

- ❖ Espacement des barres verticales

$$S_t \leq \min (1,5e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

- Armatures horizontales

Le calcul de la section d'armatures horizontales est calculé selon la formule suivante :

- ❖ Espacement des barres horizontales

$$S_t \leq \min (1,5e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 22 \text{ cm}$$

$$\tau_u \times e \times S_t$$

- $A_h = \frac{\quad}{0,8 \times f_e} = 0,52$

Avec :

$$\tau_u \frac{1,4 V_u}{e \times d} = 0,24$$

Les tableaux suivants résument les résultats de ferrailage des armatures des différents voiles.

Tableau V. 19 Ferrailage du voile Vx dans tous les niveaux

niveaux	Entre sol 1 et 2	RDC + etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5
Section	0,2×1,9	0,2×1,9	0,2×1,9	0,2×1,9
N(KN)	1445,75	1044,4	798,25	477,54
M(KN.m)	1145,18	718,83	68,11	153,35
V(KN)	64,779	232,66	176,44	96,69
τ (MPa)	0,24	0,95	0,72	0,395
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{cal} (cm ²)	2,92	-2,86	-8,73	-3,94
A_{min} (cm ²)	5,7	5,7	5,7	5,7
l_t (cm)	0,57	0,51	0,69	0,013
l_c (cm)	0,76	0,88	0,52	1,87
A_{min} tendu(cm ²)	2,292	2,052	2,76	0,0518
A_z tendu	3,08	2,26	3,08	1,01
Nbarre/face	2HA14	2HA12	2HA14	2HA8
St milieu (cm)	30	30	30	30
St extrémité(cm)	10	10	10	10
A_{min} comp(cm ²)	1,52	1,76	1,04	3,774
A_z comp	1,57	2,26	1,57	4,02
N barre/face	2HA10	2HA12	2HA10	2HA16
A_h cal(cm ²)	0,52	1,78	1,35	0,74

$A_h \text{ min}(cm^2)$	0,9	0,9	0,9	0,9
$A_h \text{ adop}(cm^2)$	1,01	2,26	1,57	1,57
$N \text{ barre}$	2HA8	2HA12	2HA10	2HA10
st	30	30	30	30

Tableau V. 20 Ferrailage du voile V_y dans tous les niveaux

niveaux	Entre sol 1 et 2	RDC + étage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5
Section	0,2×1,2	0,2×1,2	0,2×1,2	0,2×1,2
N(KN)	746,64	852,84	437,64	263,87
M(KN.m)	617,83	451,73	14,55	90,69
V(KN)	71,45	190,01	113,28	72,85
$\tau(MPa)$	0,43	1,15	0,69	0,44
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	9,7	4,42	-7,4	5,13
$A_{min}(cm^2)$	3,6	3,6	3,6	3,6
$l_t (cm)$	0,455	0,37	0,5	0,287
$l_c (cm)$	0,29	0,46	0,2	0,626
$A_{mintendu}(cm^2)$	1,82	1,48	2	2,51
$A_z \text{ tendu}$	2,26	1,57	2,26	3,08
$N \text{ barre/face}$	2HA12	2HA10	2HA12	2HA14
St milieu (cm)	30	30	30	30
St extrémité (cm)	10	10	10	10
$A_{min \text{ comp}}(cm^2)$	0,58	0,92	1,2	0,57
$A_z \text{ comp}$	1,01	1,01	2,26	1,01
$N \text{ barre/face}$	2HA8	2HA8	2HA12	2HA8
$A_h \text{ cal}(cm^2)$	0,862	2,23	1,37	0,88

$A_h \text{ min}(cm^2)$	0,9	0,9	0,9	0,9
$A_h \text{ adop}(cm^2)$	1,57	2,26	2,26	1,01
$N \text{ barre}$	2HA10	2HA12	2HA12	2HA8
st	30	30	30	30

V.4.4. Schéma de ferrailage

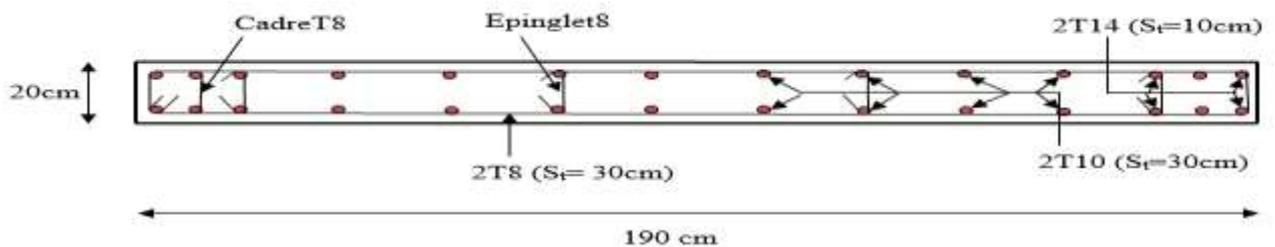


Figure V. 11 Schéma de ferrailage du voile Vx au niveau de entre sol

V.5 Conclusion :

Après l'étude des éléments principaux on constate que :

- Les voiles et les poteaux sont ferrillés au minimum réglementaire.
- Les poutres sont ferrillées en fonction de leurs sollicitations tirées par logiciel ETABS.V16
- Le ferrillage 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 ferrillage 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

ETUDES

DES

FONDACTIONS

VI.1. Introduction :

Les fondations sont l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec

le sol d'assise Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et

avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

Un bon encastrement de la structure dans le sol.

Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.

Une bonne limitation des tassements différentiels

- **Fondations superficielles :**

Utilisées pour des sols de grande capacité pourtant elles sont réalisées près de la surface, (semelles

isolées, semelles filantes et radier général

- **Fondations profondes :**

Sont destinés pour les sols ayant une faible capacité portante (Pieux, puits).

VI.2. Combinaisons de calcul

Le dimensionnement des fondations superficielles, se fait sous les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \\ G + Q \\ 1,35G + 1,5Q \end{array} \right. \quad \text{RPA99 version 2003, Article 10. 1. 4.}$$

VI.3. Caractéristiques du sol d'assise :

Afin de mettre en sécurité une fondation, il faut avoir une bonne connaissance des caractéristiques des lieux à l'implantation de la construction à construire, ainsi qu'il est indispensable d'avoir des renseignements précis sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain. D'après les résultats des essais et les caractéristiques données par le rapport du sol on a tiré les résultats suivants :

$$Q_{adm} = 2,2 \text{ bars} \dots D = 2,8 \text{ m} \dots \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \dots \varphi = 30^\circ \dots C = 0,3Q_{adm}$$

VI.4. Choix du type de fondation :

Pour déduire quels types de fondation qui convient à notre structure ont doit faire quelque vérification

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \text{Avec :}$$

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

VI.4.1. Vérification de la semelle isolée

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section (a x b) d'où les semelles sont rectangulaires (A x B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :

$$N = 1205,5156 \text{ KN}$$

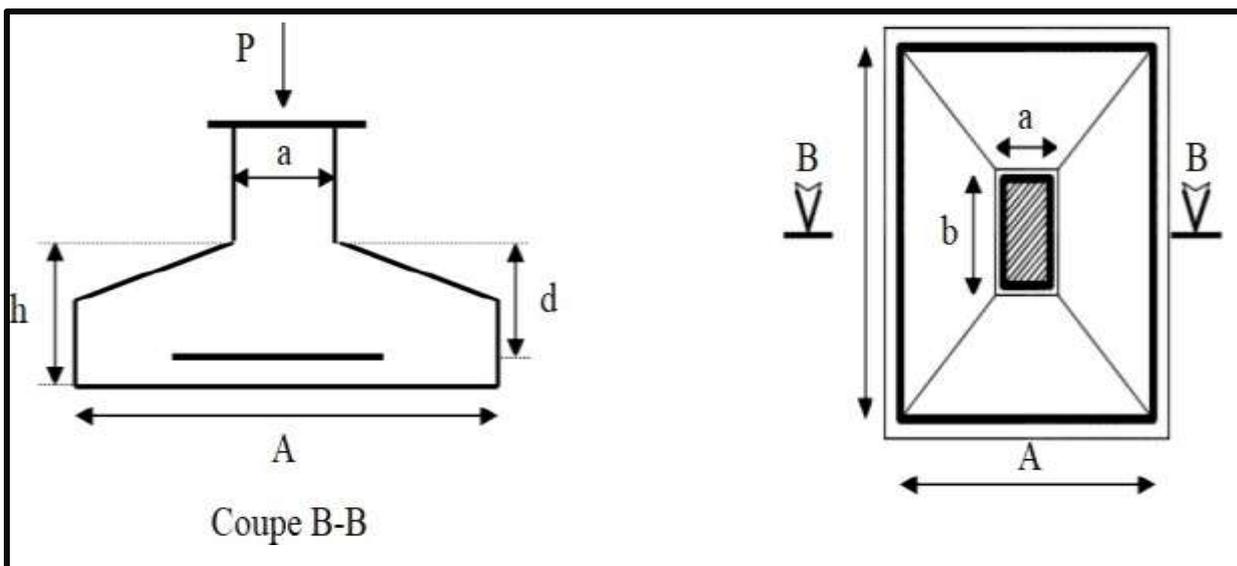


Figure VI. 1 semelle isolée

On a $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \implies A = \frac{a}{b} \times B$ avec (a,b = dimensions de Poteau)

$$B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\sigma_{sol} \times a}} = \sqrt{\frac{1205,52 \times 0,55}{220 \times 0,5}} = 2,46m$$

Vu que l'entraxe minimale entre les poteaux est de 1,3m

On remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles.

Donc ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.4.2. Vérification de la semelle filant

Ont vérifié la semelle filant intermédiaire la plus sollicité

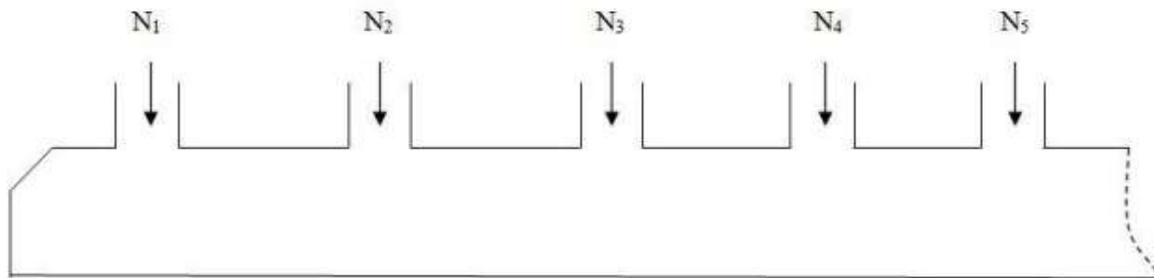


Figure VI. 2 semelle filant

$N_1=253,35KN$ $N_2=1156,58KN$ $N_3=1205,52KN$

$N_4=1086,71KN$ $N_5=827,53KN$

On a $B \geq \frac{N_i}{L \times \sigma_{sol}}$

$N_i \sum_{i=1}^5 = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 + N_5$

$N_i = 253,35 + 11156,58 + 1205,52 + 1086,71 + 827,53 = 4529,69 KN$

$L=13,3m$

Donc :

$B \geq \frac{4529,69}{13,3 \times 220} = 1,55 m$ on prend $B = 1,6 m$

Vu que l'entraxe minimale entre les poteaux est de 1,3m on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles. Donc ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VI.4.3. Radier général

Les deux premières vérifications ne sont pas vérifiées, ce qui veut dire que les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entre axes des poteaux, donc on passe en un radier général comme type de fondation pour notre ouvrage.

Le radier général peut être choisi par rapport à ces deux cas suivants :

- Un mauvais sol (contrainte admissible faible).
- Charge importante transmise au sol.

VI.4.3.1 Pré dimensionnement

On a quelque condition à vérifier

❖ Condition de coffrage :

ht : hauteur des nervures.

hr : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

($L_{max} = 6,36m$).

$$hr \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{636}{20} = 31,8 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{636}{10} = 63,6 \text{ cm}$$

❖ Condition de raideur (rigidité) :

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{max}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 6,36^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow ht \geq 105 \text{ cm}$$

Alors on opte pour une hauteur du radier $h_r = 105 \text{ cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de 80cm pour les nervures.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3,216 \times 10^7 \times 1,05^3}{4 \times 10^4 \times 12}} = 4,19 \text{ m}$$

$$L_e \times \frac{\pi}{2} = 6,6 \text{ m} \geq L_{\max} = 6,36 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La largeur de la nervure

$$0,3 h_t < b < 0,7 h_t$$

$$\text{Soit : } b = 50 \text{ cm}$$

VI.4.3.2 Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_s = 34519,95 \text{ KN}$$

$$N_{rad} = 0,3 \times 25 \times 407,78 = 3058,35 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = N_s + N_{rad}$$

$$N_{ser} = 37578,3 \text{ KN}$$

$$S_{rad} \geq \frac{37578,3}{220} = 170,8,2 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment : vu la légère complexité de la géométrie de notre structure, nous avons calculés la surface avec une décomposition de forme adéquate (triangles, rectangles, etc.)

$$S_{bat} = 407,78 \text{ m}^2$$

$$\text{On prend : } S_{rad} = S_{batiment} = 407,78 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = 430.475 \text{ m}^2$$

On opte pour une surface : $S_{\text{radier}} = 407.78 \text{ m}^2$

VI.4.3.3 Les vérifications :

❖ Vérification de la poussée hydrostatique

$$P = F \cdot H \cdot S \cdot \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,15

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 2.8 m

S : surface totale du bâtiment = 407,78m²

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

$$P = 1,15 \times 2,8 \times 407,78 \times 10 = 13130,52 < N = 34519,7861 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification au poinçonnement

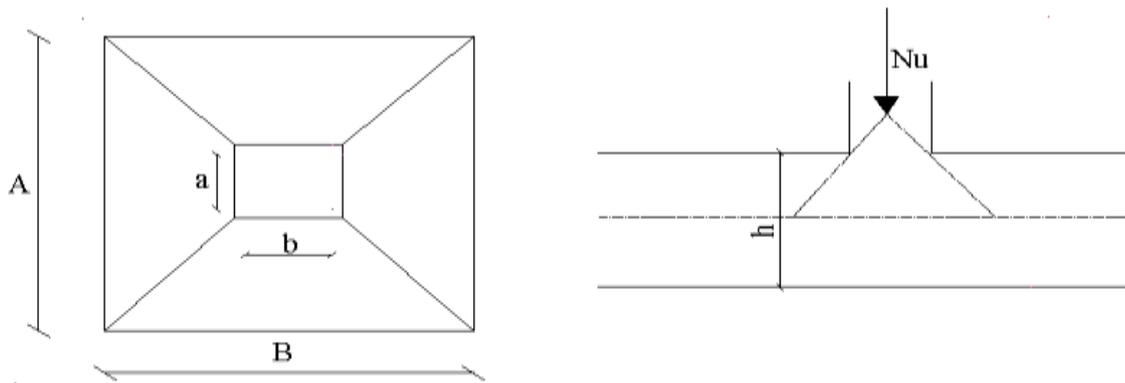


Figure VI. 3 schéma de poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (BEAL, A.5.2.42)

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

h : hauteur du radier

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 6,30 \text{ m}$.

$$N_u = 1650,7584 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,65MN \leq 0.045 \times 6,3 \times 1,05 \times \frac{25}{1.15} = 6,47MN .$$

Condition vérifiée

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1\text{m}$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{32192,6634 \times 6,36 \times 1}{2 \times 407,78} = 251,05 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 \times h_r = 0,9 \times 105 = 94,5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{251,05 \times 10^{-3}}{1 \times 0,945} = 0,26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}.$$

Condition vérifiée

VI.4.3.4 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable.

On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

❖ Calcul des sollicitations

$$\text{On a : } N_u = N_{\text{ucal}} + N_{\text{rad}}$$

$$N_{\text{rad}} = 1,35G = 1,35(0,3 \times 407,78 \times 25) = 4128,77 \text{ KN Donc :}$$

$$N_u = 47223,55 + 4128,77 = 51352,32 \text{ KN}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{51352,32}{407,78} = 125,93 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} = \frac{37578,3}{407,78} = 92,15 \text{ KN / m}^2$$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 6,36 - 0,5 = 5,86 \text{ m}$$

$$L_y = 4,54 - 0,55 = 3,99 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.68 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

ELU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0710 \\ \mu_y = 0,4034 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 307,03 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 123,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 260,98 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 105,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -153,52 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -61,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Effort tranchant :**

$$V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{201.67 \times 4}{2} = 252.08 \text{ KN}$$

ELS ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0767 \\ \mu_y = 0,5584 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 242,71 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 135,53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 206,3 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 115,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment aux appuis :**

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{0x} = -121,35 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -67,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Ferrailage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.6) m2, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

Pour une dalle d'épaisseur $\geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0,4$. :

$$\begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases} \quad \rho_0 = 0.0008$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 Tableau du ferrailage du radier

Localisation		Moment (KN.m)	Acalculée (cm²)	A _{min} (cm²)	A adoptée (cm²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	260,98	19,73	7,01	10HA16=20,11	11
	En appuis	- 153,52	8,96		5HA16=10,05	25
Sens yy	En travée	105,27	5,58	4.8	4HA14=6, 16	33
	En appuis	- 61,93	3,26		5HA12=5.65	25

❖ **Vérifications à l'ELS**

➤ **État limite de compression du béton**

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2 Vérification des contraintes dans le béton

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm²)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	206,3	10,98	11,9	2,54	Vérifiée
	En appuis	-121,35	6,4	9,3	2,03	Vérifiée
Sens yy	En travée	105,27	5.59	8.8	1,91	Vérifiée
	En appuis	-67,76	3,60	7,2	1,57	Vérifiée

➤ **Les contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

Tableau VI. 3 Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ _s (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	206,3	10,98	11,9	138,43	Vérifiée
	En appuis	-121,35	6,4	9,3	149,51	Vérifiée
Sens yy	En travée	105,27	5,59	8,8	150,37	Vérifiée
	En appuis	-67,76	3,60	7,2	157,03	Vérifiée

Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant :

Armature // à Lx S_t ≤ min (3 h, 33cm) = 33cm. Pour notre cas S_t=25cm.

Armature // à Ly S_t ≤ min (4 h, 45 cm) = 45 cm. Pour notre cas S_t=33cm.

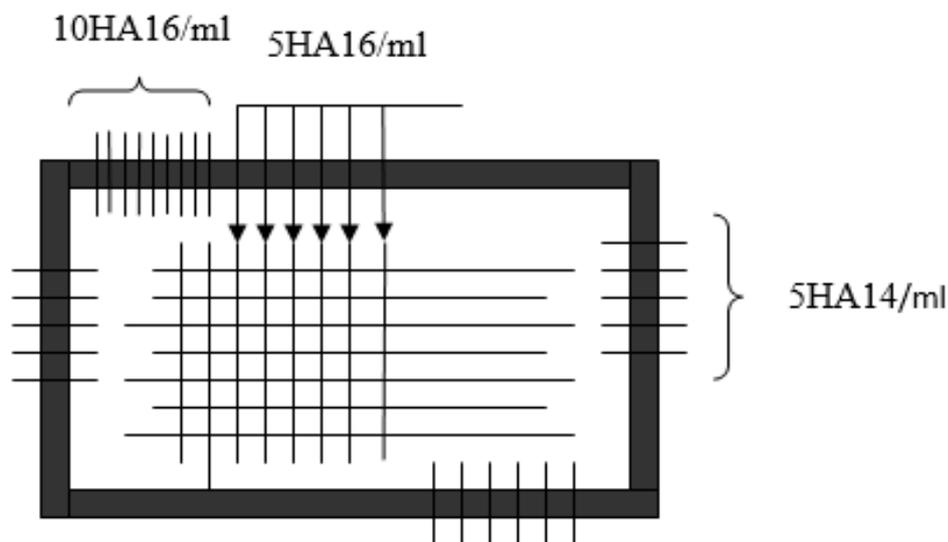


Figure VI. 4 ferrailage de radier

VI.5. Etudes des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier, La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures

❖ **Charge trapézoïdale :**

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

❖ **Charge triangulaire :**

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

$$q_m = \frac{2}{3} \times q \times l_x$$

$$q_v = \frac{1}{3} \times q \times l_x \quad \text{dans le cas d'une seule charge par travée}$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalente produisant le même effort tranchant maximum

que la charge réelle

l_{xd} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{yd} : La plus grand portée du panneau de dalle qui se situe à droite de la nervure

l_{xg} : La plus petite portée du panneau de dalle qui se situe à gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grand portée du panneau de dalle qui ce situe à gauche de la nervure

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_{yg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_{yd}}$$

Tableau VI. 4 Charge répartie de nerver sens (Y-Y)

Chargement	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E
q_m^u	277,05	285,44	277,05	268,65
q_m^s	202,73	208,87	202,73	196,59
q_v	277,26	207,74	277,26	268,85

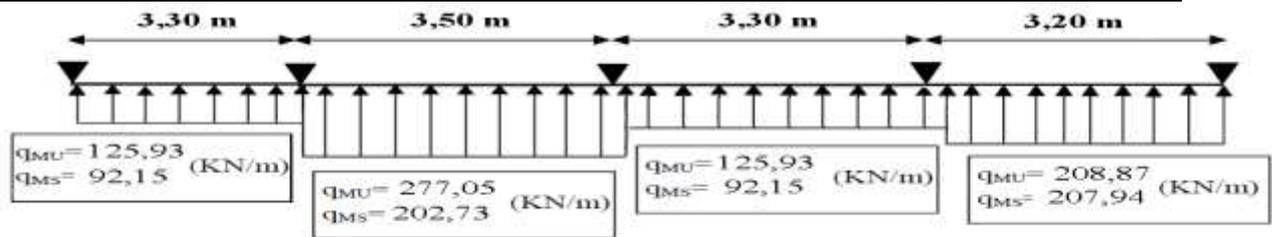


Figure VI. 5 Schéma statique de la nervure selon (Y-Y)

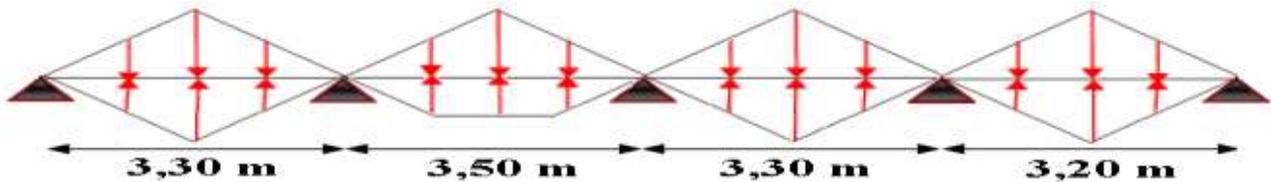


Figure VI. 6 Répartitions des charges sur la nervures sens Y-Y

Tableau VI. 5 Charge répartie de nerver sens (X-X)

Chargement	Travée A-B	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G	Travée GH	Travée H-I
q_m^u	221,57	193,97	324,08	166,21	310,19	221,57	366,01
q_m^s	205,51	243,30	135,78	121,63	226,68	205,51	267,69
q_v	486,96	549,34	495,53	460,18	471,45	486,96	589,73

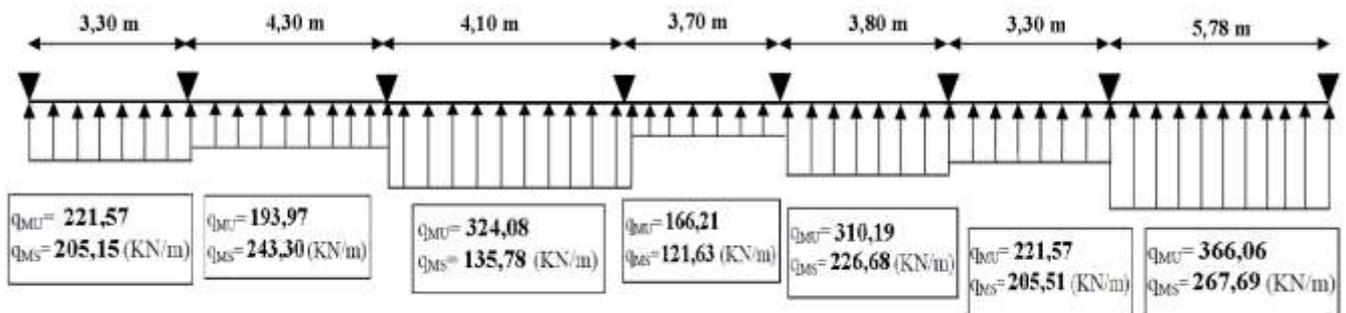


Figure VI. 7 Schéma statique de la nervure selon (X-X)

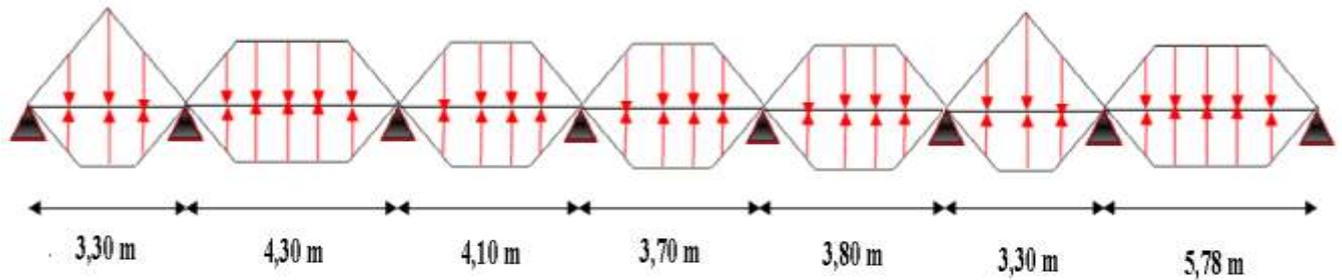


Figure VI. 8 Répartitions des charges sur la nervures sens X-X

Les sollicitations maximales sur les nervures sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6 sollicitations maximales sur les nervures a l'ELU

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_a (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)	V_a (m)	V_d (m)
X-X	AB	3,3	221,57	0	-276,813	1,271	179,084	281,708	-449,473
	BC	4,3	193,79	-276,813	-338,891	2,076	140,998	-449,473	675,97
	CD	4,1	324,08	-338,891	-297,359	2,081	364,519	675,97	-655,71
	DE	3,7	166,21	-297,359	-255,401	1,918	8,434	-655,71	586,867
	EF	3,8	310,2	-255,401	-264,949	1,892	299,746	586,867	-591,893
	FG	3,3	221,57	-264,949	1044,482	0,584	-227,182	-591,893	1238,475
	GH	5,78	366,01	-1044,48	0	3,384	1050,844	1238,475	-877,063
Y-Y	AB	3,4	125,93	0	-204,578	1,158	84,392	145,791	491,392
	BC	3,5	277,05	-204,578	-181,637	1,774	231,203	491,392	-478,283
	CD	3,3	125,93	-181,637	-184,555	1,643	-11,671	-478,283	391,865
	DE	3,2	208,87	-184,555	0	1,876	183,039	391,865	-276,519

Tableau VI. 7 sollicitations maximales sur les nervures a l'ELS

Sens	Travée	L (m)	q_s (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_t (KN.m)
X-X	AB	3,3	205,14	0	-301,79	1,271	148,756
	BC	4,3	243,30	-301,79	-257,274	2,076	281,363
	CD	4,1	135,78	-257,274	-149,807	2,081	82,515
	DE	3,7	121,63	-149,807	-186,722	1,918	38,915
	EF	3,8	226,68	-186,722	-210,228	1,892	210,725

	FG	3,3	205,51	-210,228	-775,079	0,584	-147,205
	GH	5,78	267,69	-638,45	0	3,384	742,02
Y-Y	AB	3,3	92,15	0	-149,7	1,158	61,755
	BC	3,5	202,73	-149,7	-132,912	1,774	169,181
	CD	3,3	92,15	-132,912	-171,421	1,643	-26,648
	DE	3,2	207,94	-171,421	0	1,876	187,318

❖ Ferrailage des nervures

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

Détermination de la largeur b :

Sens x-x

On a : $h = 0,65 \text{ m}$; $h_0 = 0,30 \text{ m}$

$b_0 = 0,5 \text{ m}$; $d = 0,6 \text{ m}$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y^{min}}{10}\right) \dots\dots\dots (\text{CBA.Art4.1.3})$$

$$\frac{b-0,5}{2} \leq \min\left(\frac{5,78}{2}, \frac{3,2}{10}\right) = 0,32 \Rightarrow b = 1,14 \text{ m}$$

Sens y-y

$$\frac{b-0,5}{2} \leq \min\left(\frac{3,5}{2}, \frac{3,3}{10}\right) \Rightarrow b = 1,16 \text{ m}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 8 Sollicitation dans les nervures à l'ELS

Localisation		M(KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Choix des barres
x-x	Travée	742,02	27,36	8,26	29,45	6HA25
	Appuis	638,45	25,03	8,26	29,45	6HA25
y-y	travée	187,318	7,94	8,26	9,24	6HA14
		-171,421	7,25	8,26	9,24	6HA14
	Appuis					

Les vérifications nécessaires

➤ Vérification au cisaillement :

Selon x-x :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1238,475 \times 10^{-3}}{1,14 \times 0,6} = 1,80 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

Selon y-y :

$$\tau_u = \frac{491,392 \times 10^{-3}}{1,16 \times 0,6} = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

les contraintes de cisaillement dans les nervures sont vérifiées.

Vérification des contraintes :

On a : $\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Tableau VI. 9 Vérification des contraintes à l'ELS :

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	obs
x-x	Travée	763,928	20,02	114114	13,5 < 15	Vérifié e	398,09 > 201,63	Pas vérifiée
	Appuis	-775,07	19,5	104457	14,2 < 15	Vérifié e	448,94 > 201,63	Pas vérifiée
y-y	Travée	187,318	20,14	114726, 2	3,30 < 15	Vérifié e	97,61 < 201,63	Vérifiée
	Appuis	- 171,421	19,44	105027, 8	3,17 < 15	Vérifié e	99,29 < 201,63	Vérifiée

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

On a : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$; $\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPA}$

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée à la travée.

Tableau VI. 10 vérifications des contraintes a l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	N^{bre} de barres
x-x	Travée	742,02	0,48	0,293	30,78	32,2	4HA25+4HA20
	Appuis	-638,45	0,92	0,377	32,25	35,74	6HA25+2HA20

Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right) = \min(18,57; 50,25) \text{ donc : } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

$$A_{trans} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

On opte un espacement entre les armatures transversales

Les armatures de peau :

Vu la hauteur importante des nervures, il est indispensable de mettre des armatures de peau afin d'éliminer tous risque de fissuration du béton.

$$\text{Ce qui donne : } A_p = 0,2\% (b_0 \times h) = 0,002 \times (65 \times 50) = 6,5 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA14 = 7,70 cm^2 par face.

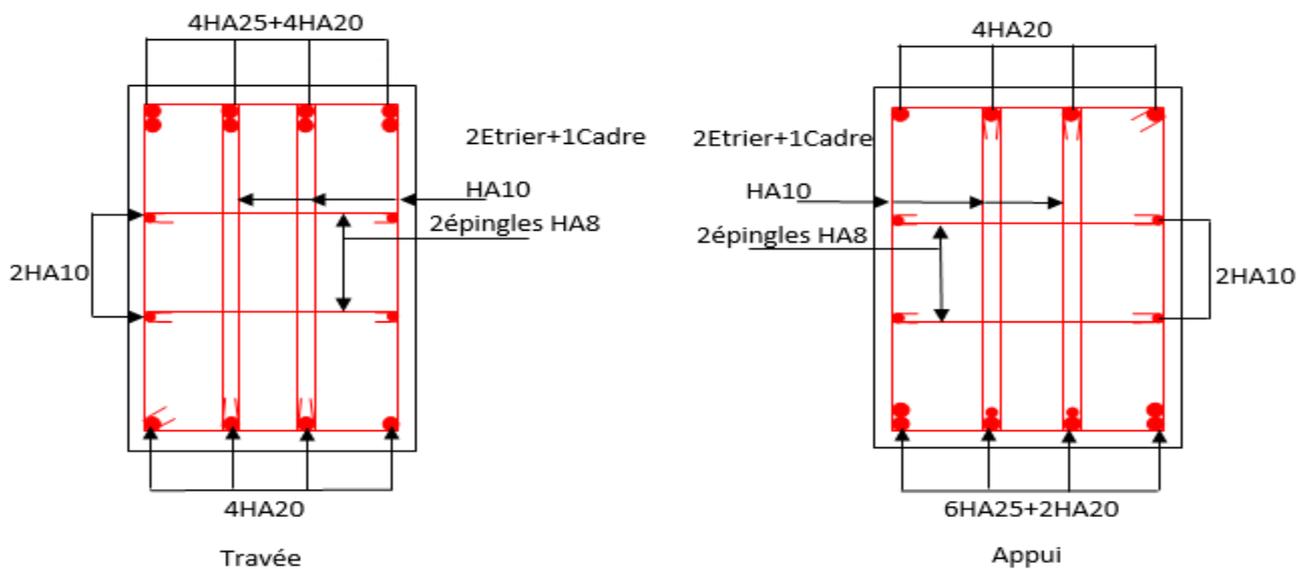


Figure VI. 9 schéma de ferrailage des nervures

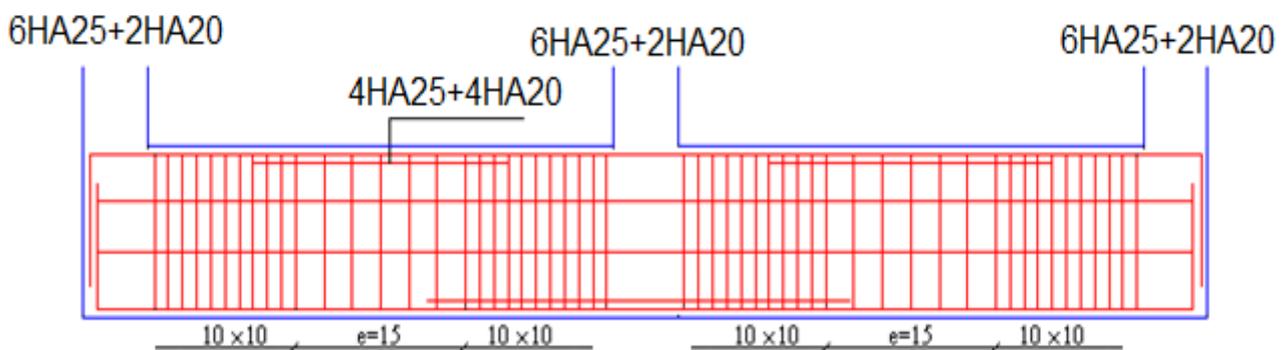


Figure VI. 10 dispositions constructive des armatures dans la nervure

VI.6. Etude du voile Périphérique :

VI.6.1. Introduction

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques 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.6.2. Caractéristiques des voiles :

- Hauteur : $h = 4,08$ m.
- Epaisseur : $e = 20$ cm.

VI.6.3. Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma_h = 20,8$ KN/m³
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0,3$ bars.

❖ Evaluation des charges et surcharges**➤ La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma_h \times \tan^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 4,08 \times 20,8 \times \tan^2 \times \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) - 2 \times 0,3 \times \tan \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 27,92 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge accidentelle:

On a : $q = 10$ KN/m²

$$Q = q \times \tan^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = q \times \tan^2 \times \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 10 \times 0,577 = 5,77 \text{ KN/m}^2$$

VI.6.4. Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

$$\sigma_{max} = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 27,92) + (1,5 \times 5,77) = 46,35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1,5Q = 1,5 \times 5,77 = 8,66 \text{ KN/m}^2$$

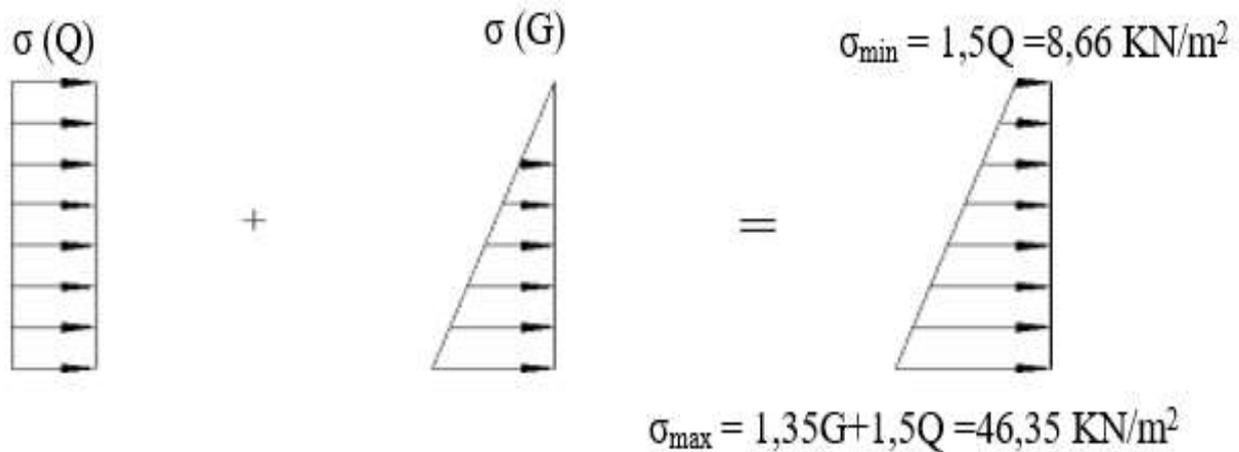


Figure VI. 11 diagrammes des contraintes trapezoidale

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 46,35 + 8,66}{4} = 36,93 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 36,93 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dans les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,53 \text{ m} ; L_y = 5,36 \text{ m}$$

$$e = 0,2 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3,53}{5,36} = 0,66 > 0,44$$

Le panneau travaille dans les deux sens

$$M_{ox} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0737 \\ \mu_y = 0,3753 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,0737 \times 3,53^2 \times 36,93 = 33,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 33,92 \times 0,3753 = 12,73 \text{ KN.m}$$

➤ Les moments corrigés :

- Moment travée :

$$M_t^x = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 33,92 = 28,83 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 12,73 = 10,82 \text{ KN.m}$$

Moment appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{ox} = -0,5 \times 33,92 = -16,96 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = b \times h \times 0,1\% \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA}$$

Tableau VI. 11 ferrailages des voiles périphérique

Localisation	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{min} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
Travée	x-x	28,83	0,063	0,082	0,174	1,87	4,142	4HA12=4,52	20
	y-y	10,82	0,024	0,030	0,178	1,6	1,522	4HA8=2,01	25
Appuis		-16,96	0,037	0,047	0,177	1,87	2,395	4HA10=3,14	25

Espacement des armatures :

Armatures // l_x : $St=20\text{cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25\text{cm}$

Armatures // l_y : $St=25\text{cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$

Vérifications nécessaires :

$$\rho = 0,66 > 0,4 \text{ avec } e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm}$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3-\rho) \times b \times e = \frac{0,0008}{2} \times 100 \times 20 = 1,87 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4+ly^4} = \frac{36,93 \times 3,53}{2} \times \frac{5,36^4}{3,53^4+5,36^4} = 54,88 \text{ KN}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{lx^4}{lx^4+ly^4} = \frac{36,93 \times 5,36}{2} \times \frac{3,53^4}{3,53^4+5,36^4} = 15,64 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \tau_u = \frac{54,88 \times 10^{-3}}{0,18 \times 1} = 0,31 \text{ MPa} < \tau_u = 1,17 \text{ MPa}$$

vérifier

Vérification à l'ELS $\rho = 0,66 \Rightarrow$ ELS

$$\mu_x = 0,079$$

$$\mu_y = 0,5351$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 27,93 + 5,77 = 33,7 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{min} = Q = 5,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 33,69 + 5,77}{4} = 26,71 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 26,71 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{ox} = 0,0792 \times 3,53^2 \times 26,71 = 26,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 26,36 \times 0,5351 = 14,11 \text{ KN.m}$$

➤ **Les moments corrigés :**

Moment travée :

$$M_t^x = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 26,36 = 22,41 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 14,11 = 12,00 \text{ KN.m}$$

Moment appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{ox} = -0,5 \times 28,83 = -14,42 \text{ KN.}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

On a : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$; $\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPA}$

Tableau VI. 12 Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	Observation	σ_{st} (MPA)	Observation
Travée	x-x	22,41	5,48	2429,6	6,38	Vérifiée	218,43	Pas vérifiée
	y-y	19,05	4,05	1368,6	4,48	Vérifiée	231,134	Pas vérifiée
Appuis		-14,42	4,5	1670,6	4,48	Vérifiée	201,50	Vérifiée

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée à la travée.

Tableau VI. 13 Section d'armature du radier à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	N^{bre} de barres
Travée	x-x	22,41	0,34	0,247	6,73	7,70	5HA14
	y-y	19,05	0,29	0,228	5,72	6,16	4HA14
Appuis		-14,42	0,22	0,200	4,26	4,52	4HA12

Schéma de ferrailage du voile périphérique :

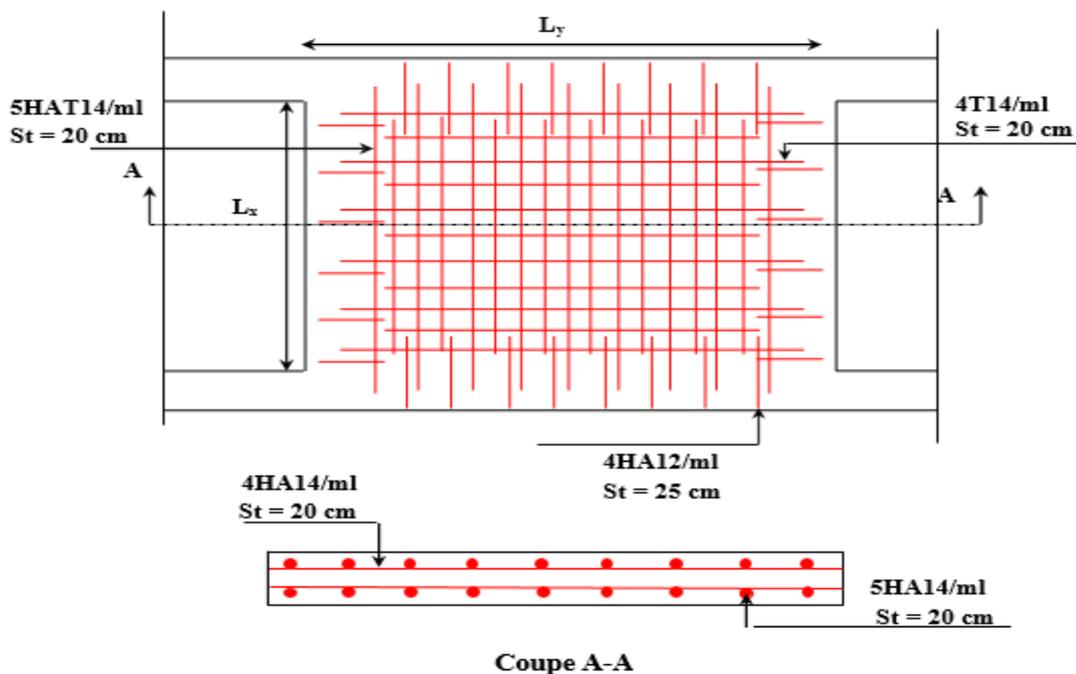


Figure VI. 12 schéma de ferrailages de voile périphérique

VI.7. Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Après avoir fait toutes les vérifications nécessaires concernant ce chapitre, nous avons constaté que le radier est le choix qui correspond à notre structure pour éviter le chevauchement et vu la fragilité de la contrainte admissible du sol.

Et parmi les avantages de semelle radier on a :

- Les surfaces importantes des semelles, ce qui conduit à minimiser les forces de pression apportées par la structure.
- La facilité de réalisation.

Conclusion général

Conclusion générale :

Ce travail nous a été d'une grande importance puisqu'il nous a permis d'exploiter et d'évaluer nos connaissances avant le début de la vie professionnelle, et nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances concernant notre domaine d'une part, et d'une autre part d'analyser et d'étudier un projet de bâtiment réel. D'après les résultats de l'étude que nous avons effectuée, on peut tirer les points importants de cette étude :

- Une connaissance parfaite de logiciel de modélisation ETABS V16 est indispensable afin d'arriver à avoir une structure antisismique.

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes, de ce fait il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

- Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.

- Les sections des poteaux choisies au chapitre précédent ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.

Conclusion général

- L'étude de la mobilisation de notre structure, nous a conduits à aboutir un système mixte tout en vérifiant les interactions entre les voiles et les portiques vis-à-vis les charges verticales et horizontales.
- Pendant l'étude des éléments structuraux, on a constaté que le ferrailage du RPA est le plus défavorable pendant le ferrailage des poteaux et on doit vérifier les moments résistants au niveau des zone nodale, Pour éviter la formation des rotules plastique aux niveaux des poteaux.
- Pendant l'étude de l'infrastructure, le radier est le type de fondation choisi, vu, que les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées et filantes.

Pour terminer ce projet de fin d'étude, nous tenons à rappeler que l'ingénieur en génie civil s'occupe de la conception, de la construction, de la gestion, de l'entretien et de la réparation d'ouvrages afin de répondre aux besoins grandissant de la société en assurant la sécurité du public, dans le respect de l'environnement et du développement durable Concevoir tout en pensant au futur .

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).
- ✓ Béton armé (Jean-Pierre Mougin).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

ANNEXES

ANEXE 2

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	0,8358
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					

ANNEX 3

Valeurs de MI ($M2$) pour $\rho = 1$

U/x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/y											
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

NOTA : Pour avoir les valeurs de $M2$; il suffit de permuter U et V

ANNEXE 4

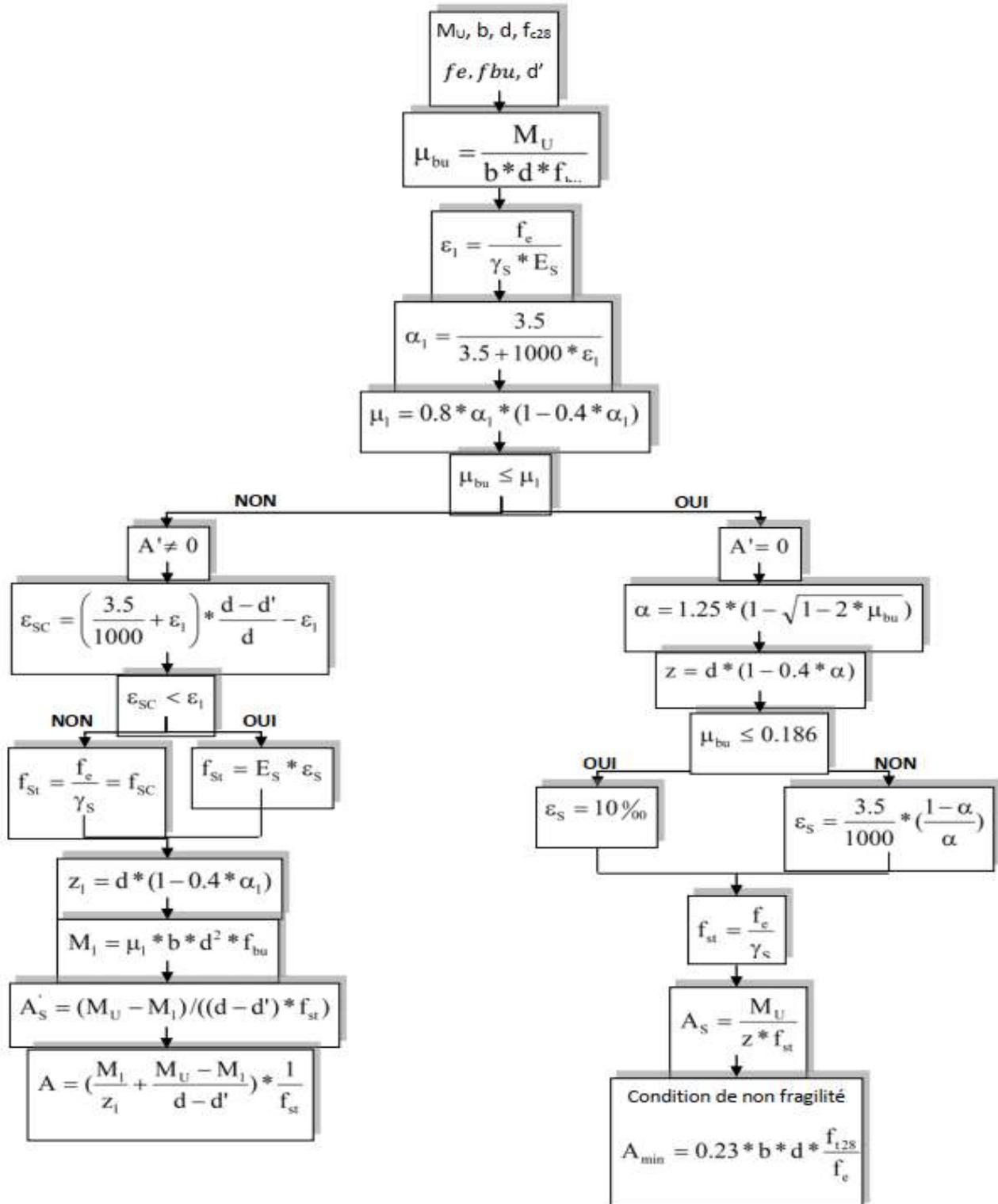
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	80,42	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	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

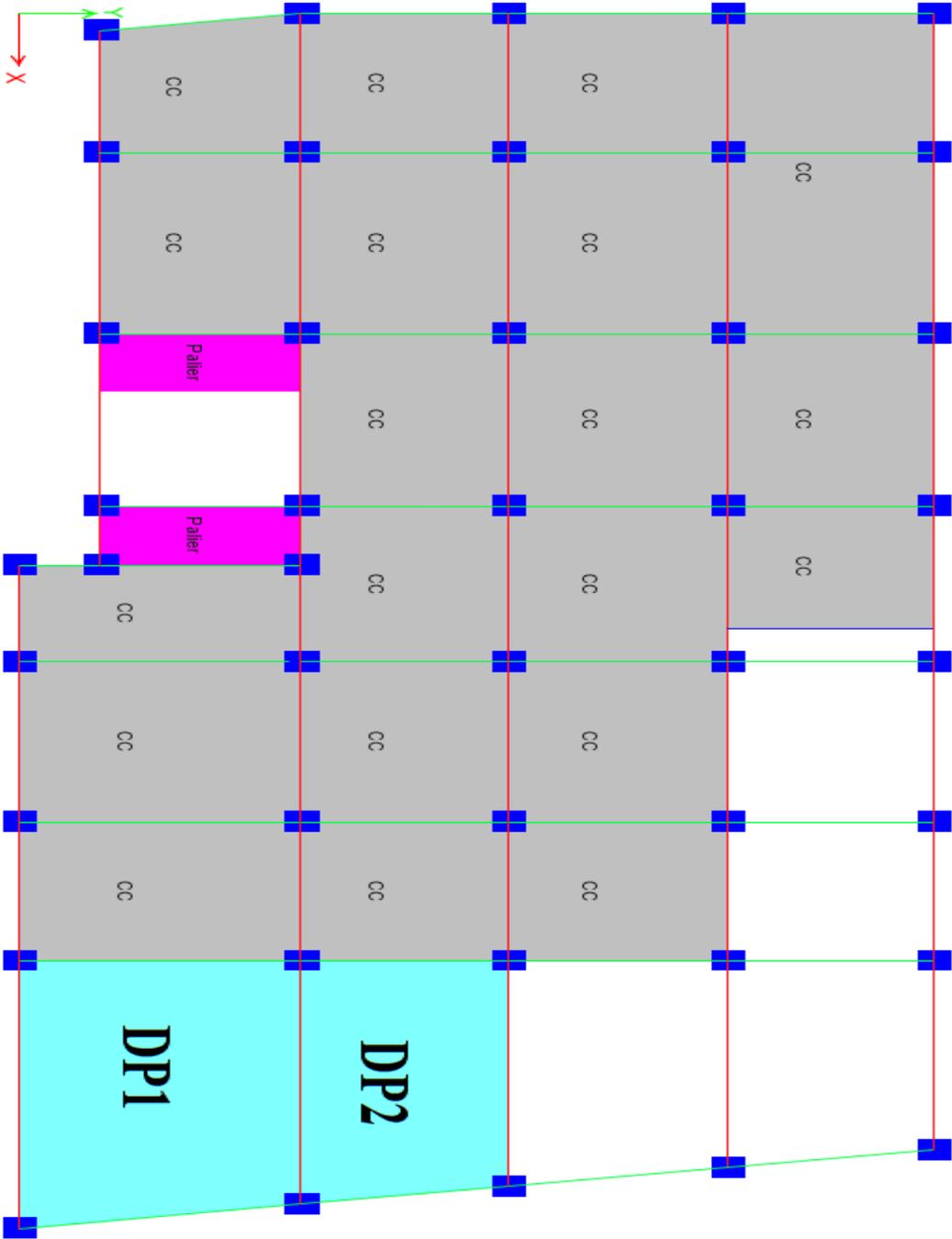
ANNEXE 5

Flexion simple : Section rectangulaire Calcul à 'ELU

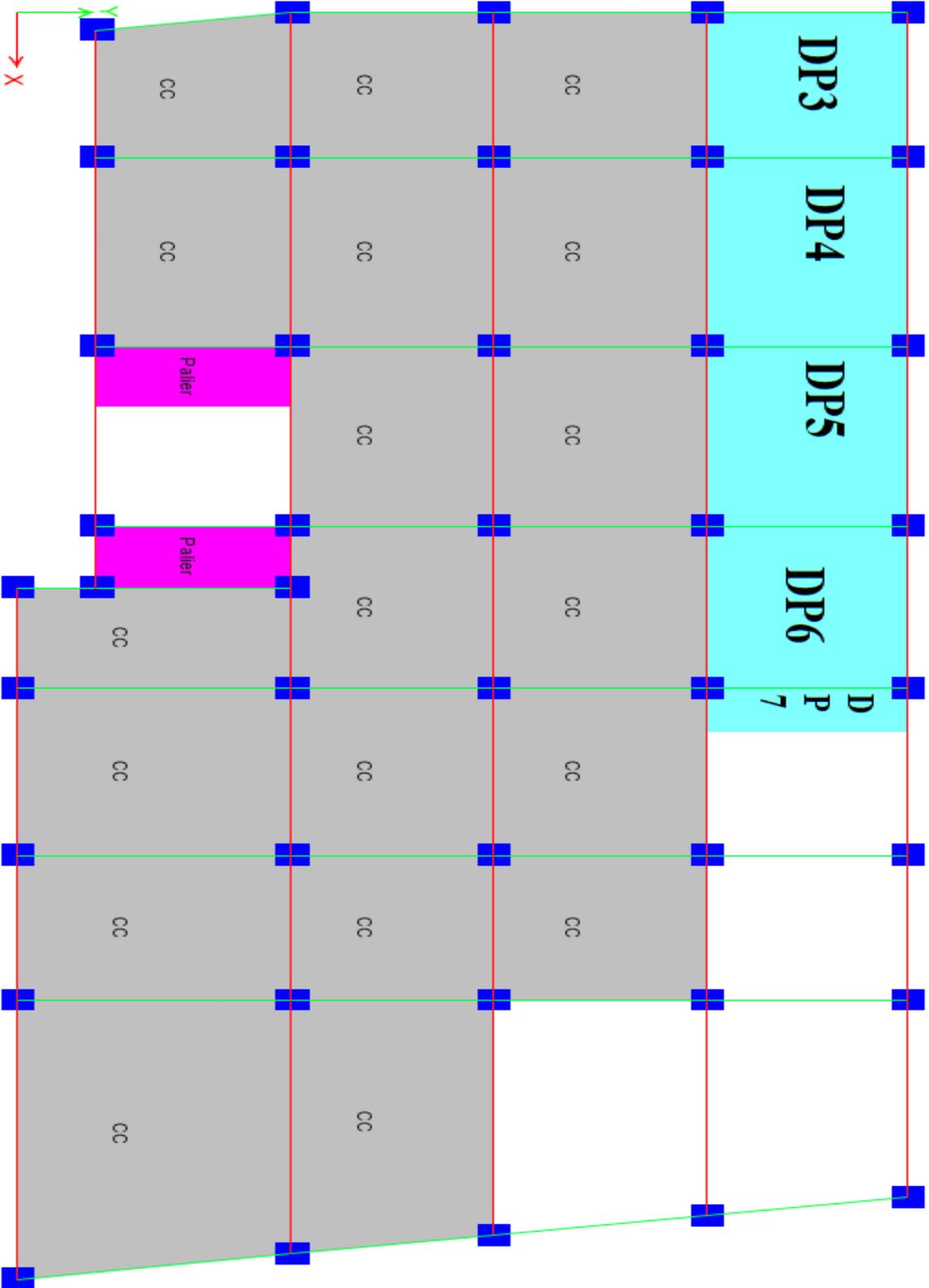


PLANS DE REPERAGES DES DALES PLEINS

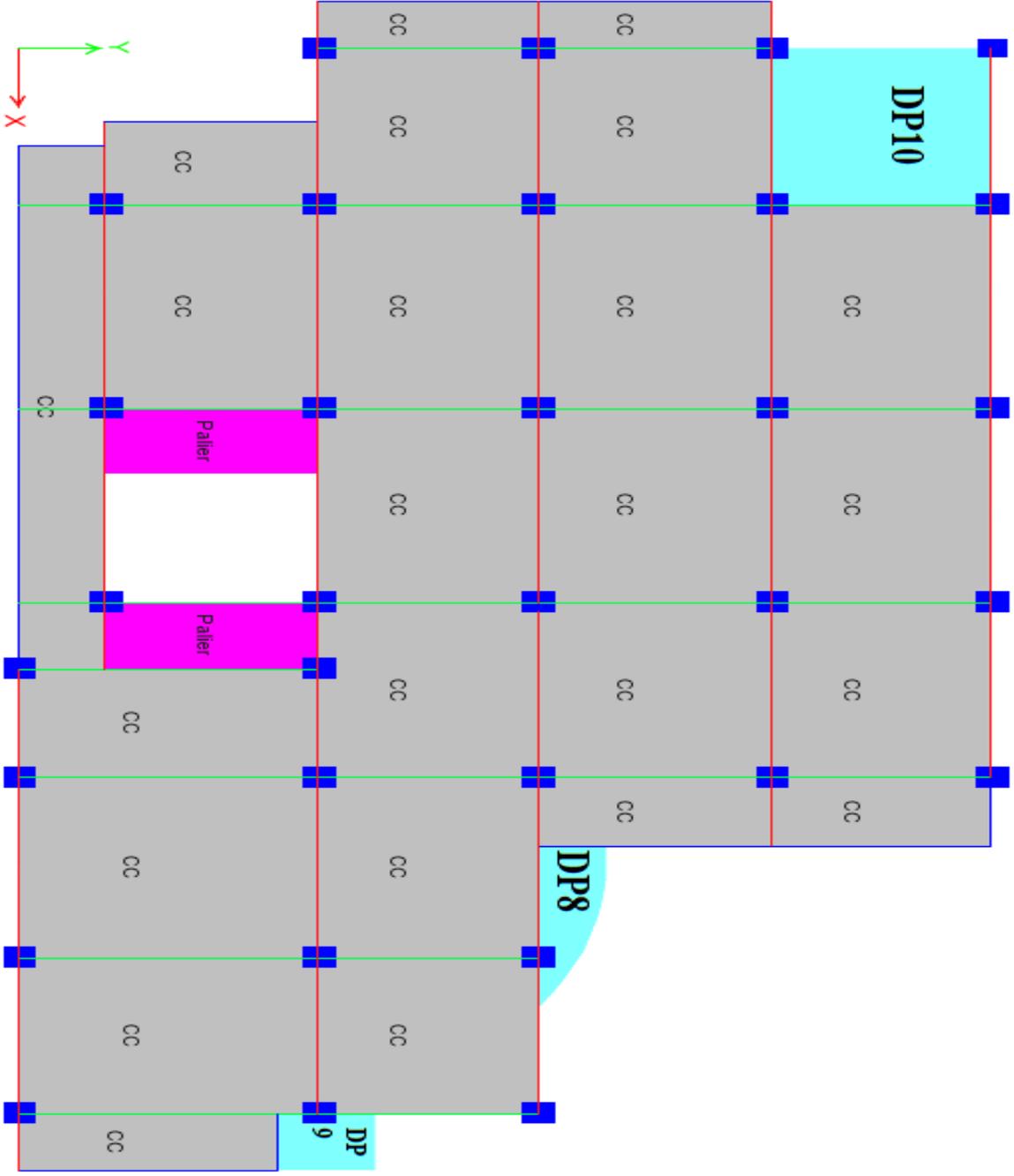
Entre sol 2



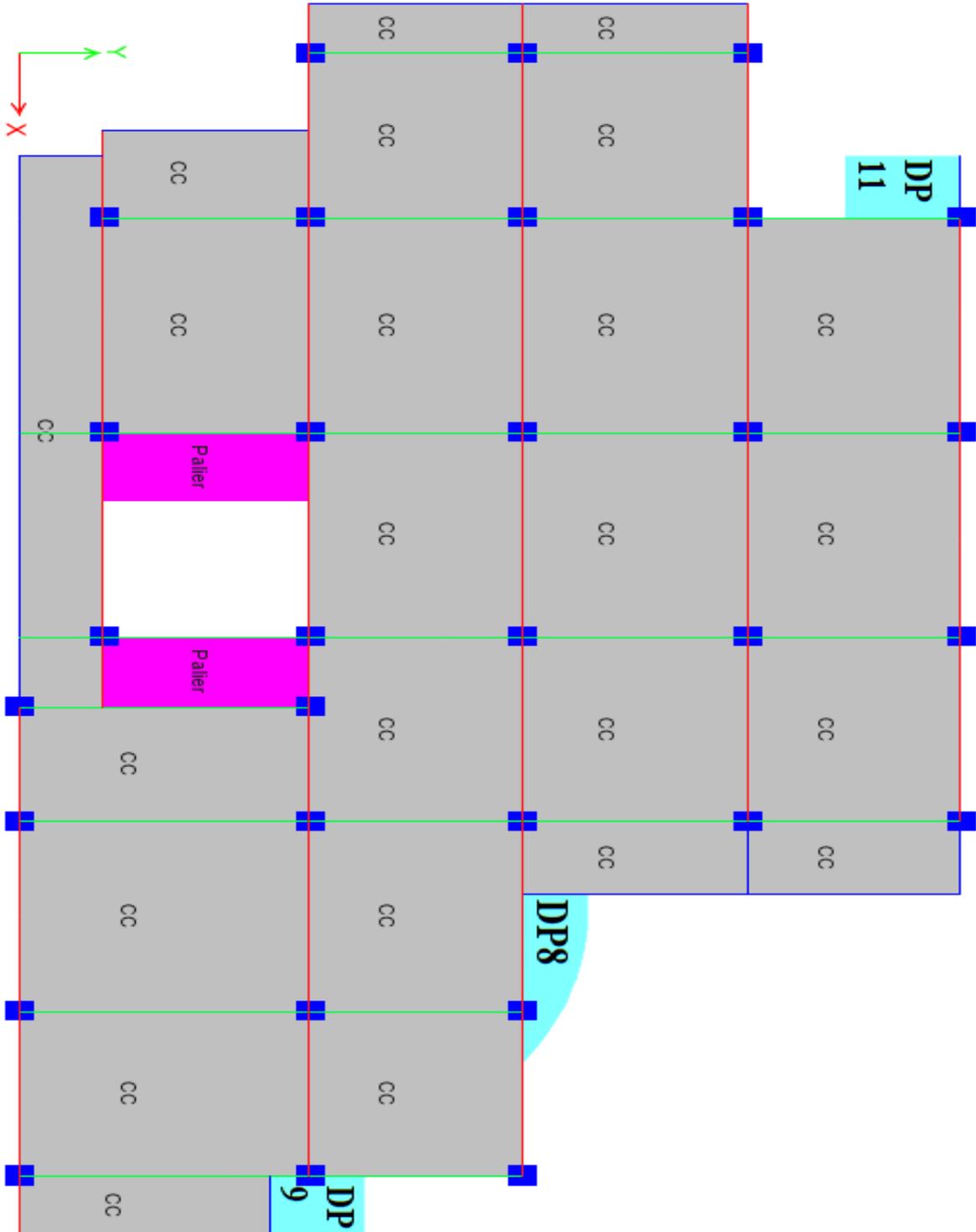
Entre sol 1



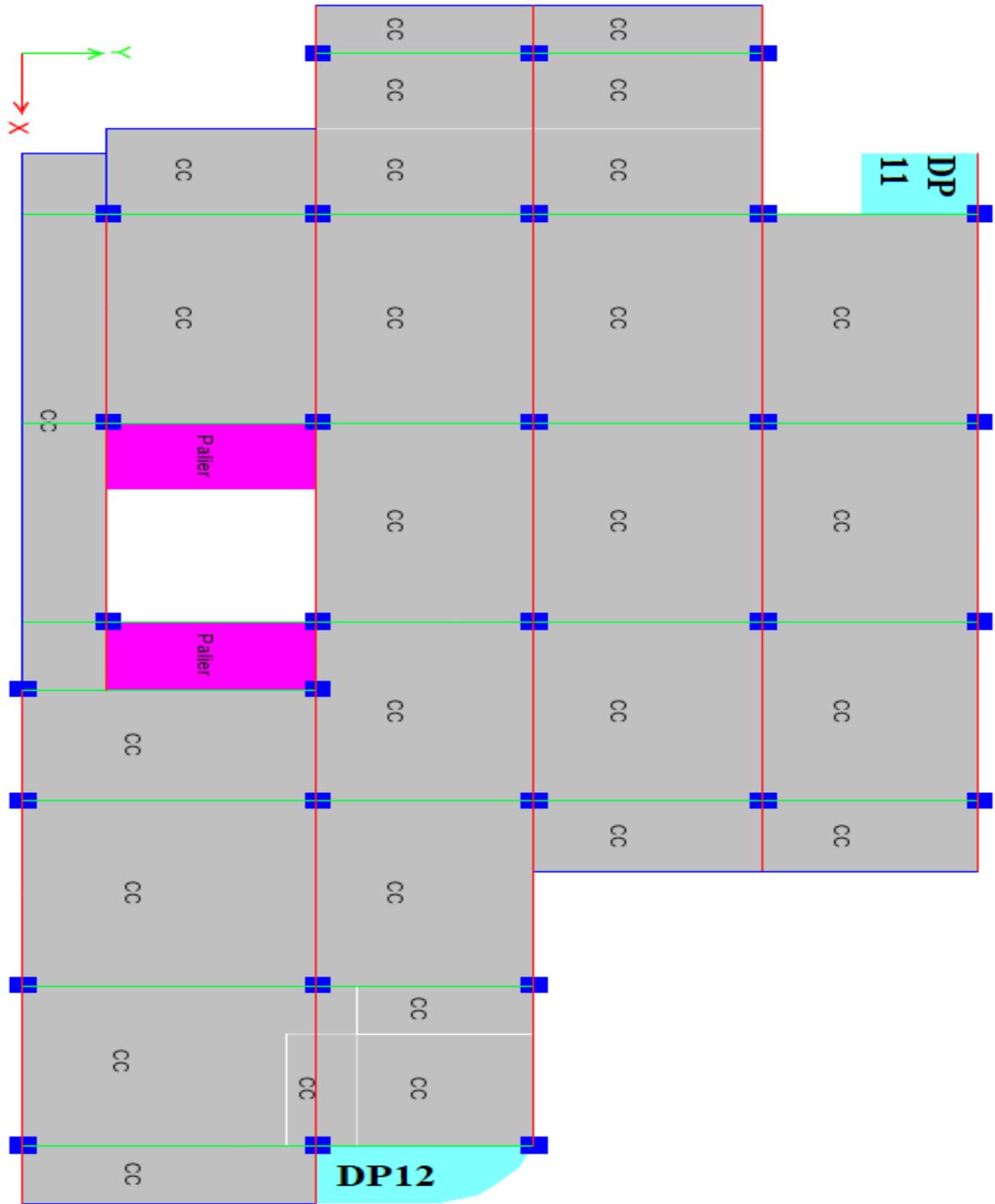
ETAGE 1



ETAGE 2



ETAGE 4



VIII- CONCLUSION ET RECOMMANDATION :

Les investigations géotechniques réalisées ont mis en évidence l'existence d'une couche superficielle des remblais hétérogènes d'une épaisseur de 4,00 m, reposant sur un substratum des schistes noirs.

La présente étude conclut sur la possibilité de construire le projet en question dans les conditions suivantes :

- ✓ Sur la base de l'analyse et l'interprétation des résultats des essais in-situ, des essais de laboratoire sous préconisations un mode de fondation superficielle de type *radier général ou filant*, ancoré à partir de 2,80 m de profondeur par rapport à la cote actuelle du terrain (coté bas du terrain) en adaptant une contrainte admissible de l'ordre de 1.20 bars, sans risque de rupture de sol en place ;
- ✓ Le tassement total est de l'ordre de 1.623 cm et il est admissible ;
- ✓ Le sol ne présente aucune agressivité vis-à-vis du béton.

Il est important d'attirer l'attention que la wilaya de Bejaia est soumise d'après le RPA/99 version 2003 en zone de sismicité Moyenne (IIa).

Compte tenu du type de sols en place, les préconisations suivantes devront être prises pour éviter que les eaux de tassement ou autres (assainissement etc...) ne puissent s'infiltrer jusqu'à l'assise des semelles et modifier, à terme, les caractéristiques physiques et mécaniques du sol d'assise en particulier son module de déformation:

- Il faut éviter les grands tassements qui entraîneraient des suppressions de butées et prévoir des murs de soutènement, en présence de talus ;
- Le terrain doit être assaini par la pose de drains périphériques qui vont recueillir les eaux de tassement et éviter tout apport d'eau au niveau de l'assise des fonds des fouilles ;
- Procéder immédiatement après l'ouverture des fonds des fouilles au coulage du béton de propreté.

Enfin, Le Laboratoire Essai LTPS reste à l'entière disposition du client pour tout autre éclaircissement ou informations complémentaires concernant ce rapport.

L'ingénieur chargé d'étude

T.HAMAS



Laboratoire Essai LTPS

Chérif
AZZAR ABDESLEM



	Client : M. BOUFRIDJ Massi Projet : Réhabilitation d'une construction en R+2 avec deux (02) étages au Ent de Ouassani, Cité de Bejaia	Établi en : Juin 2017 Par : T.HAMAS Approuvé par : A.AZZAR	11/11
---	--	--	-------

LES
PLANS
DE LA
STRUCTURE