

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université A/Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil.
Option : Matériaux et structures.

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+10+Sous-Sol) contreventé par
un système mixte (voiles-portiques).*

Réalisé par :

M^{er}. Bouchoul Bachir

M^{er}. Bouzidi Salim

Encadré par :

M^{me}. Arezki

Jury:

M^{er}. Chelouah

M^{er}. Haddi

Promotion 2011-2012

Remerciements

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

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

Nos plus grands remerciements vont à notre promotrice M^{me} Arezki pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin tout au long de ce travail.

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

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

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.

A mon frère Mokrane.

A ma très chère sœur Sabrina.

A mes très chères tantes, oncles, cousins et cousines.

A mon binôme et sa famille.

A mes meilleurs amis.

Et à tous ceux qui me sont chers.

B.Bachir

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mon père et ma mère.

A ma grand-mère.

A mes sœurs Nabila et wassila.

A mes frères Kamal et Nabil.

A mon binôme est sa famille.

A mes meilleurs amis.

A tous ceux que j'aime et tous ceux qui m'aiment.

B. Salim

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers utilisés.....	10
Tableau II.1 : Dimensions de l'escalier type 2.....	19
Tableau II.2 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	19
Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher étage coutant.....	20
Tableau II.4 : Evaluation des charges de la dalle pleine.....	20
Tableau II.5 : Evaluation des charges des murs extérieurs.....	20
Tableau II.6 : Evaluation des charges des murs intérieurs.....	21
Tableau II.7 : Evaluation des charges de l'acrotère.....	21
Tableau II.8 : Evaluation des charges du palier.....	21
Tableau II.9 : Evaluation des charges de la volée.....	22
Tableau II.10 : Evaluation des charges de l'Ascenseur.....	23
Tableau II.11 : Section des poteaux préalable.....	24
Tableau II.12 : Récapitulation de la descente de charge du poteau P1(D5).....	30
Tableau II.13 : Récapitulation de la descente de charge du poteau P2(C4).....	36
Tableau II.14 : Les résultats obtenus pour les deux poteaux.....	36
Tableau II.15 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	37
Tableau II.16 : Vérification au flambement des poteaux.....	38
Tableau III .1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	45
Tableau III.2 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible.....	51
Tableau III.3 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.....	52
Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible (2).....	52
Tableau III.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible (2).....	52
Tableau III.6 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELU pour le plancher à usage d'habitation.....	52
Tableau III.7 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELS pour le plancher à usage d'habitation.....	53
Tableau III.8 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELU pour le plancher à usage service.....	53

Tableau III.9 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELS pour le plancher à usage service.....	53
Tableau III.10 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELU pour le plancher à usage commercial	53
Tableau III.11 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELS pour le plancher à usage commercial	54
Tableau III.12 : Les sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.....	54
Tableau III.13 : Les sollicitations maximales des poutrelles	55
Tableau III.14 : Calcul des sections d'armatures des poutrelles.	64
Tableau III.15 : Vérification des états limites de compression du béton.	64
Tableau III.16 : Vérification des états limites de déformation.....	65
Tableau III.17 : Le schéma de ferrailage des poutrelles	66
Tableau III.18 : détermination des sections d'acier en travée et aux appuis.....	69
Tableau III.19 : Calcul de la flèche de la dalle sur trois appuis (Y-Y)	71
Tableau III.20 : Calcul de la flèche de la dalle sur trois appuis (Y-Y)	72
Tableau III.21 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	73
Tableau III.22 : calcul de la flèche de la dalle sur quatre appuis (X-X)	75
Tableau III.23 : calcul de la flèche de la dalle sur quatre appuis (Y-Y)	76
Tableau III.24 : Le ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.....	77
Tableau III.25 : Combinaison d'action de l'acrotère.	81
Tableau III. 26 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	86
Tableau III.27 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	90
Tableau III.28 : ferrailage de d'escalier type I.....	94
Tableau III.29 : Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type I.....	95
Tableau III.30 : calcul de la flèche de l'escalier type I(volée AB et GH).....	96
Tableau III.31 : ferrailage de d'escalier type I(volée DE)	98
Tableau III.32 : Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type I (volée DE)	99
Tableau III.33 : calcul de la flèche de l'escalier type 1(volée DE).....	99
Tableau III.34 : Ferrailage de la poutre brisée	101
Tableau III.35 : ferrailage de d'escalier type II.....	105
Tableau III.36 : Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type II.....	106
Tableau III.37 : calcul de la flèche, escalier type II	107
Tableau III.38 : Ferrailage de la poutre palière la flexion simple.....	109

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	118
Tableau IV.2 : Poids des éléments.....	119
Tableau IV.3 : Période et taux de participation.	124
Tableau IV.4 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.	126
Tableau IV.5 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.	127
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	127
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements.....	128
Tableau IV.8 : Vérification à L'effet $P-\Delta$	129
Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces.....	130
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	132
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.	134
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux	136
Tableau V.4 : Armatures transversales	137
Tableau V.5 : Justification de l'effort normal réduit.	138
Tableau V.6 : Justification des contraintes	139
Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles	140
Tableau V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	142
Tableau V.9 : V Ferrailage longitudinal	144
Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles.	145
Tableau V.11 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	145
Tableau V.12 : Vérification de l'état limite de compression.	146
Tableau V.13 : Vérification de la flèche pour les poutres	146
Tableau V.14 : Section de ferrailage des poutres	149
Tableau V.15 : Les moments résistants dans les poteaux.....	150
Tableau V.16 : Les moments résistants dans les poutres.....	151
Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale dans différent étage.....	151
Tableau V.18 : Récapitulation des efforts dans les voiles.	156
Tableau V.19 : Ferrailage des voiles V_{x1} , V_{x2}	156
Tableau V.20 : Ferrailage des voiles V_{x3}	157
Tableau V.21 : Ferrailage des voiles V_{y1} , V_{y2}	157
Tableau V.22 : Ferrailage des voiles V_{y3} , V_{y4}	158
Tableau V.23 : Ferrailage des voiles V_{y7}	159
Tableau V.24 : Sollicitations et calcul du ferrailage V_{x4} , V_{y5}	159

TableauVI.1 : Résumé des résultats de ferrailage de radier.....	168
TableauVI.2 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	169
TableauVI.3 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	169
TableauVI.4 :Sollicitations de la nervure de radier dans le sens (x-x').....	171
Tableau VI.5 :Sollicitations de la nervure de radier dans le sens (y-y').....	172
Tableau VI. 6 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.	172
TableauVI.7 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	173
TableauVI.8 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	174
Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures de fondation.....	174
Tableau VI.10 : Sections des armatures du voile périphérique.	176
TableauVI.11 : Vérification des contraintes pour le voile périphérique.....	178

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme des déformations limites de la section.....	4
Figure I.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression-flexion).	9
Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformation du béton.	9
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier	11
Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	12
Figure II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle	13
Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutre	13
Figure II.4 : Dalle sur deux appuis	14
Figure II.5 : Dalle sur trois appuis	15
Figure II.6 : Dalle sur quatre appuis	15
Figure II.7 : Vue en plan d'un acrotère.....	16
Figure II.8 : Eléments constitutants	16
Figure II.9 : Vue en 3D et en plan du type 1	17
Figure II.10 : Schéma statique de l'escalier type 1(volées AB et GH).....	17
Figure II.11 : Schéma statique de l'escalier type 1 (volée DE)	18
Figure II.12 : Vue en 3D , en plan et statique de l'escalier type 2.....	19
Figure II.13 : Ascenseur	22
Figure II.14 : Hauteur libre d'étage	23
Figure II.15 : Vue en plan.....	25
Figure II.16 : Surface afférente du poteau P1(D5)	26
Figure II.17 : Schéma de la descente de charge du poteau P1(D5)	27
Figure II.18 : Surface afférente de poteau P2 (N1)	30
Figure II.19 : Surface afférente du poteau P2 (N3à N12).....	31
Figure III .1 : Evaluation des efforts tranchants.	42
Figure III .2 : Schéma des différents types de poutrelles	43
Figure III .3 : schéma de disposition des poutrelles.....	43
Figure III .4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	67
Figure III .5 : Dalle sur trois.....	68
Figure III .6 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis	72
Figure III .7 : Dalle sur quatre appuis.....	72

Figure III .8 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis	76
Figure II.9 : Dalle sur deux appuis	77
Figure III .10 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis	79
Figure III .11 : coupe de l'acrotère	79
Figure III .12 : Schéma statique de l'acrotère	80
Figure III .13 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	84
Figure III .14 : Cage d'ascenseur.....	85
Figure III .15 : Schéma représentant la surface d'impacte.	88
Figure III .16 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle de l'ascenseur	93
Figure III .17 : Schéma statique de l'escalier type I.....	93
Figure III .18 : schéma de ferrailage de l'escalier type I.....	96
Figure III .19 : Schéma statique de la volée(DE)	96
Figure III .20 : schéma de ferrailage de l'escalier (volée DE)	100
Figure III .21 : Charges revenantes à la poutre brisée	100
Figure III .22 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.	104
Figure III .23 : Schéma statique de la volée	105
Figure III .24 : schéma de ferrailage de l'escalier type II	108
Figure III .25 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	108
Figure III .26 : section creuse équivalente.....	110
Figure III .27 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	112
Figure III.28 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	115
Figure IV.1: Disposition des voiles.	123
Figure IV.2: 1 ^{er} mode de déformation translation (translation suivant y).....	124
Figure IV.3: 2 ^{eme} mode de déformation translation (translation suivant x).	124
Figure IV.4: 3 ^{eme} mode de déformation (rotation autour z).	125
FigureV.1 : Zone nodale.....	131
FigureV.2 : Section du poteau.....	139
Figure V.3 : Ferrailage des poutres de l'étage 5, 6,7et 9	149
FigureV.4 : Localisation des moments dans la Zone nodale.....	150
Figure V.5 : Voile simple.....	151
Figure V.6 : Voile composé	151
Figure V.7 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).	152
Figure V.8 : Disposition des voiles.	154

Figure V.9: Ferrailage du Voile V_{x3} (1 ^{er} au 5 ^{ème} étages)	160
Figure VI .1: Semelle isolée.....	162
Figure VI.2 : Semelle filante de fondation.....	162
Figure VI.3 : Zone de contact poteau radier	164
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier	170
FigureVI.5 : Sollicitations sur les nervures transversales	171
FigureVI.6 : Sollicitations sur les nervures transversales	172
Figure.VI.7 : Section à ferrailer	172
Figure VI.8 : Répartition des contraintes sur le voile	176
FigureVI.9 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	178

Symboles et notations

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'acier à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements.

A_r : Section d'armature de répartition.

A_x : Section d'armature du sens x-x.

A_y : Section d'armature du sens y-y.

B, b : La largeur.

B_r : Section réduite du béton.

B : Aire d'une section de béton.

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

C_u : La cohésion du sol.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

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

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

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_s : Module de d'élasticité de l'acier.

e : Epaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : La flèche correspondant à j.

f_{gi} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δ_{ft} : La flèche totale.

Δ_{adm} : La flèche admissible.

G : Charges permanente.

Q : Charges d'exploitation.

E : Actions accidentelles.

H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation.

h_t : Hauteur totale du plancher.

h_t : Hauteur de la nervure.

h₀ : Epaisseur de la dalle de compression.

h₀ : Epaisseur de la dalle de radier.

h_e : Hauteur libre.

I : Moment d'inertie.

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_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charges réparties ultime.

q_s : Charges réparties de service.

L : Longueur.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

l_x : La petite dimension du panneau de la dalle.

l_y : La grande dimension du panneau de la dalle.

l' : Longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment en appui.

M_t : Moment en travée.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_s : Moment de calcul de service.

M₀ : Moment isostatique.

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leur signe.

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_u : Effort normal ultime.

N_s : Effort normal de service.

N : Effort normal.

n : Nombre de marche sur la volée, coefficient d'équivalence.

p : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

P_g et p_d : Charges uniformes à gauche: et à droite respectivement.

S : Surface, section.

S_r : Surface du radier.

S_t : Espacement des armatures.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : Poids total de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : Poids 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.

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure.

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'ELU.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

h_t : Hauteur total du radier.

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

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

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction.

v : Coefficient de poisson.

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

φ : Angle de frottement interne du sol.

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

q : Chargement.

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

η : Facteur d'amortissement.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

φ_t : Diamètre des armatures transversales.

Σ : Sommation.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

α : Angle.

ρ : Rapport de deux dimensions.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités	
I.1 Présentation de l'ouvrage	2
I.2 Implantation de l'ouvrage.....	2
I.3 Caractéristiques de l'ouvrage	2
I.4 Règlements utilisés	3
I.5 Indication générale sur les règles BAEL	3
I.6 Sollicitations	5
I.7 Combinaisons d'actions données par RPA 99 V2003	6
I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux	7
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1 Introduction	12
II.2 Pré-dimensionnement des planchers.....	12
II.3 Pré-dimensionnement des voiles	15
II.4 Pré-dimensionnement de l'acrotère	16
II.5 Pré-dimensionnement d'escaliers	16
II.6 Evaluation des charges et surcharges	19
II.7 Ascenseur.....	22
II.8 Evaluation des charges et des surcharges	23
II.9 Pré dimensionnement des poteaux.....	23
II.10 Descente de charge	24
II.11 Conclusion	39
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1 Introduction	40
III.2 Méthodes de calcul des poutrelles	40
III.3 Etude des poutrelles.....	43
III.4 Ferrailage de la dalle de compression.....	67
III.5 Etude des dalles pleines	67
III.6 Etude de l'acrotère.....	79
III.7 Etude de la dalle de l'ascenseur.....	85
III.8 Etude des escaliers.....	93

III.9	Etude des poutres de chainages	113
III.10	Conclusion :	115
Chapitre IV : Etude dynamique		
IV.1	Introduction	116
IV.2	Objectifs et exigences :	116
IV.3	Méthodes de calcul	116
IV.4	Description du logiciel SAP 2000	122
IV.5	Analyse dynamique	122
IV.6	Conclusion	130
Chapitre V: Calcul des éléments principaux		
V.1	Introduction	131
V.2	Étude des poteaux	131
V.3	Etude des poutres	142
V.4	Etude des voiles	151
V.5	Conclusion	160
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure		
VI.1	Introduction	161
VI.2	Choix de type de fondations	161
VI.3	Combinaisons d'actions à considérer	161
VI.4	Etude des fondations	161
VI.5	Voile périphérique	175
VI.6	Conclusion	178
Conclusion générale		179

Introduction générale

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base donc sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

En effet, l'étude d'une structure est directement liée à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la résistance, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la viabilité de l'édifice.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+10+Sous-sol). Il groupe à la fois commerces, services et logements d'habitations et il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

Le travail est partagé en six chapitres :

Premier chapitre : présentation du projet et les généralités sur le béton et l'acier

Deuxième chapitre : pré dimensionnement des éléments du bâtiment.

Troisième chapitre : calcul des éléments secondaires tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur.

Quatrième chapitre : étude dynamique qui est effectuée en utilisant le logiciel SAP2000.

Cinquième chapitre : calcul du ferrailage des éléments structuraux.

Sixième chapitre : étude de l'infrastructure.

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude, nous a été confié par la société civile professionnelle d'architectes AXXAM, de la wilaya de Béjaia. Il comprend une étude conventionnelle et structurelle d'un bâtiment (R+10+un sous sol), regroupant ainsi des locaux commerciaux et des logements d'habitations.

L'ouvrage est contreventé par un système mixte (voile et portique) et il est classé d'après les règles parasismiques Algérienne « RPA 99 » version 2003 dans le groupe d'usage 2 (ouvrages d'importance moyenne ou construction courantes).

I.2 Implantation de l'ouvrage

Le site, objet de la présente étude se trouve au lieu dit Targa Ouzemour, à proximité de l'hôtel « Madala », à 200 m environ à l'ouest de l'ancienne briqueterie. Il se trouve sur le territoire de la wilaya de Bejaia, qui est classée d'après le RPA99/ Version 2003 en zone IIa (zone de moyenne sismicité).

I.3 Caractéristiques de l'ouvrage

L'ouvrage présente les caractéristiques suivantes :

I.3.1 Caractéristiques architecturales

- Hauteur totale du bâtiment : 38.34 m.
- Hauteur du sous sol : 3 .06 m.
- Hauteur du RDC : 4 .08 m.
- Hauteur des étages courants : 3.06 m.
- Largeur du bâtiment : 17.75 m.
- Longueur du bâtiment : 24.74 m.

I.3.2 L'ossature :

En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de quatre niveaux ou 14m en zone IIa, un système de contreventement mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

I.3.3 Planchers

Ce sont des éléments secondaires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre structure seront constitués par des corps creux (hourdis) avec une dalle de compression en béton armé et des dalles pleines, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales aux éléments verticaux tout en assurant la compatibilité des déformations.

I.3.4 Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place avec deux volées et un palier intermédiaire.

I.3.5 Balcons

Les balcons seront réalisés en dalle pleine.

I.3.6 L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré à sa base au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales.

I.3.7 Terrasse

Notre projet comporte une terrasse inaccessible.

I.3.8 Maçonnerie

- **Les murs extérieurs** : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air de 05 cm, pour l'isolation thermique et phonique.
- **Les murs intérieurs** : ayant comme principale fonction la séparation des espaces et leur assurer une isolation acoustique, ils seront réalisés en simples parois en briques creuses d'épaisseur 10 cm.

I.3.9 L'infrastructure

L'infrastructure, constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondations doivent former un ensemble résistant et rigide, prenant, si possible, appui à un minimum de profondeur sur des formations en place compacte et homogènes, hors d'eau de préférence.

En outre, cet ensemble devra être capable de :

- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticale au sol.
- Limiter les tassements.
- Réaliser l'encastrement de la structure à la base.

I.4 Règlements utilisés

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- Document technique réglementaire DTRBC2-2 : charges permanentes et d'exploitations.
- DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- BAEL 91

I.5 Indication générale sur les règles BAEL

I.5.1 Définition de l'état limite

Un état limite est un état au-delà duquel une structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle est conçue, on distingue deux types d'états limites :

I.5.1.1 Etats Limites Ultimes (E.L.U)

Leur dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage, ils correspondent à la valeur maximale de la capacité portante d'un ouvrage.

Il existe trois états limites ultimes :

- Équilibre statique (l'ossature doit résister en équilibre lorsque des charges seront appliquées).
- Résistance de chacun des matériaux (le béton et l'acier ne doivent pas se rompre)
- Stabilité de forme (les éléments ne doivent pas flamber).

Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un de trois pivots A, B ou C (voir figure ci-après).

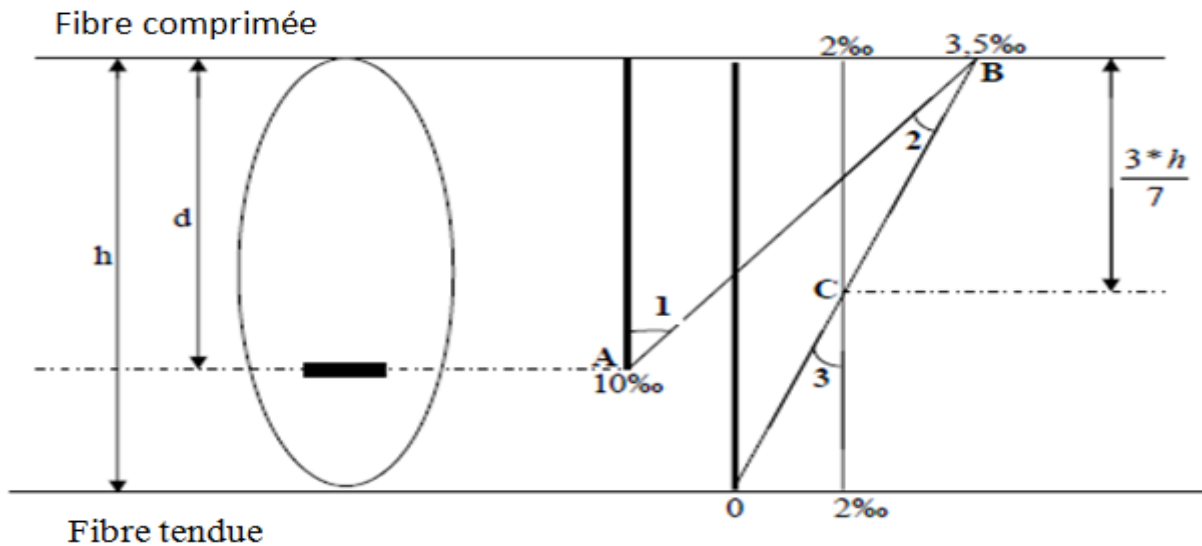


Figure I.1 : Diagramme des déformations limites de la section.

Pivot A (région 1) : Allongement unitaire de 10‰ de l'armature la plus tendue.

Pivot B (région 2) : Raccourcissement unitaire de 3,5‰ du béton.

Pivot C (région 3) : Raccourcissement unitaire de 2‰ de la fibre du béton située à une distance

égale à $\frac{3 * h}{7}$ de la fibre la plus comprimée.

- **Hypothèses de calcul aux états limites ultimes (E.L.U)**

- Les sections droites restent planes avant et après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰ pour le raccourcissement unitaire du béton à 3,5‰ en flexion et 2‰ en compression.
- Le diagramme $\sigma_{bc} - \epsilon_{bc}$ utilisé est le diagramme parabole-rectangle.
- Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, il est préférable d'utiliser le diagramme rectangulaire simplifié.

I.5.1.2 Etats Limites de Services (E.L.S)

Le dépassement de cet état entrainera un désordre de fonctionnement.

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Etat limite de déformation (flèche)
- Etat limite de compression du béton ou de traction des aciers.
- Etat limite d'ouverture des fissures.

- **Hypothèses de calcul aux états limites de services (E.L.S)**

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.

- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et fluage du béton.
- Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence à pour valeur $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$ avec :

E_a : module d'élasticité longitudinal de l'acier.

E_b : du module d'élasticité longitudinale du béton.

I.5.2 Actions

Les actions sont les forces dues aux charges appliquées à une structure (les charges permanentes, les charges d'exploitations et les charges climatiques) et aux déformations entraînées par le retrait, variation de température....

I.5.2.1 Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple :

- Le poids propre des éléments porteurs.
- Le poids des équipements fixes.
- Les forces de poussée des terres et des liquides.
- Les forces dues aux déformations imposées à la construction (retrait).

I.5.2.2 Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent :

- Les surcharges d'exploitation.
- Les charges appliquées durant l'exécution.
- Les charges climatiques (neige, vent).
- Les effets dus à la température.

I.5.2.3 Actions accidentelles (Fa)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (chocs de véhicules routiers, séisme, explosion,...etc.).

I.6 Sollicitations

Les sollicitations sont les efforts normaux de traction ou de compression, les efforts tranchants et les moments de flexion et de torsion provoquées par les actions.

I.6.1 Combinaisons d'actions à considérer pour l'E.L.U

- **Situations durables** (vis-à-vis des états limites de résistance et de service).

$$1,35 * G_{\max} + 1,5 * G_{\min} + \gamma_{q1} * Q_1 + \sum 1,3 * \psi_{0i} * Q_i \dots \dots \dots \text{BAEL 91 (Article A.3.3, 21)}$$

$$\begin{cases} \gamma_{q1} = 1,5 & \rightarrow \text{cas général.} \\ \gamma_{q1} = 1,35 & \rightarrow \text{cas température, charges routières, bâtiments agricoles à faible densité} \\ & \text{d'occupation humaine.} \end{cases}$$

ψ_{0i} = coefficient de pondération des valeurs d'occupation.

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_0 = 0.77 \rightarrow \text{Vent, neige.} \\ \psi_0 = 0.60 \rightarrow \text{variation uniforme de la température.} \end{array} \right. \quad \text{BAEL 91(Article D.1.2, 3).}$$

- **Situations accidentelles**

La combinaison à considérer est :

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

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable..... BAEL 91(Article D.1.2, 3).

$$\Psi_{1i} = \left\{ \begin{array}{ll} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige pour altitude } < 500 \text{ m.} \\ 0,30 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige pour altitude } > 500 \text{ m} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{array} \right.$$

$$\Psi_{2i} = \left\{ \begin{array}{ll} 0 & \text{Vent, neige pour altitude } \leq 500 \text{ m et variation uniforme de température.} \\ 0,1 & \text{Neige pour altitude } > 500 \text{ m.} \end{array} \right.$$

I.6.2 Combinaison d'action à l'E. L. S

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \quad \text{BAEL 91(Article A.3.3,3)}$$

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

Avec :

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

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

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

I.7 Combinaisons d'actions données par RPA 99 V2003

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Les combinaisons d'actions de (article 5.2.page 38) à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- $G + Q + E \quad (5-1)$

- $0.8 G \pm E \quad (5-2)$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison (5-1) est remplacée par la combinaison suivante:

$$\bullet G + Q + 1.2 E \quad (5.3)$$

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.8.1 Béton

I.8.1.1 Définition

Le béton est un matériau constitué par d'un mélange de proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon), de l'eau et éventuellement des adjuvants.

- **Avantages**

- Une bonne résistance à la compression.
- Une facilité de fabrication
- Une bonne résistance aux feux.
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

- **Inconvénients**

- Résistance très faible à la traction.
- Poids volumique élevé 2500 Kg /m³.
- Difficulté de modifier un élément de l'ouvrage déjà existant.
- Isolation thermique faible.

I.8.1.2 Résistance

- **Résistance à la compression f_{cj}**

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

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

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 * j} * f_{c28} \dots\dots(1) \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa (j} \leq 28\text{jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95 * j} * f_{c28} \dots\dots(2) \quad \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa (j} > 28\text{jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

- **Résistance à la traction f_{tj}**

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} \leq 60\text{Mpa} \quad \text{BAEL (A.2.1, 12)}$$

I.8.1.3 Module de déformation longitudinale

- **Module de déformation instantanée**

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 instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article A.2.1, 21)}$$

- **Module de déformation différée**

Il est utilisé pour les chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

$$E_{vj} = 3700 * f_{cj}^{1/3} \quad \text{BAEL 91 (Article A.2.1, 22).}$$

I.8.1.4 Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS. BAEL91 (Art A.2.1, 3)

I.8.1.5 Contrainte ultime de cisaillement du béton

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

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 * f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) \quad \text{pour une fissuration peut nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,15 * f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) \quad \text{pour une fissuration préjudiciable}$$

I.8.1.6 Contrainte de compression à l'ELU

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3, 41).}$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ; tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{pour une situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{pour une situation courante} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions} > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions et compris entre 1h et 24 h} \\ 0.85 & \text{Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions} < 1 \text{ h} \end{cases}$$

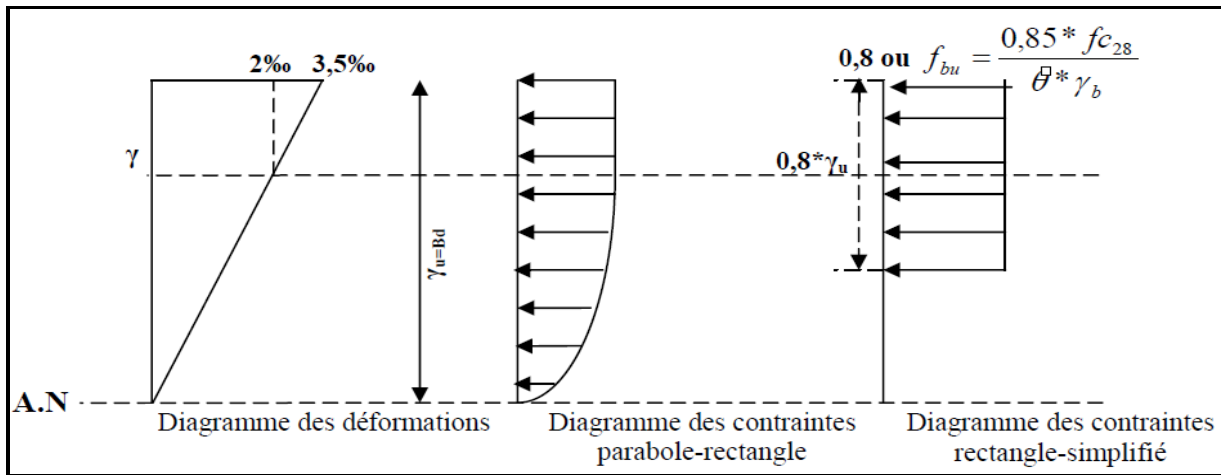


Figure I.2 : Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression-flexion).

I.8.1.7 La contrainte de compression à l'ELS

La contrainte limitée de service en compression et donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.5, 2).}$$

I.8.1.8 Diagramme contrainte déformation du béton

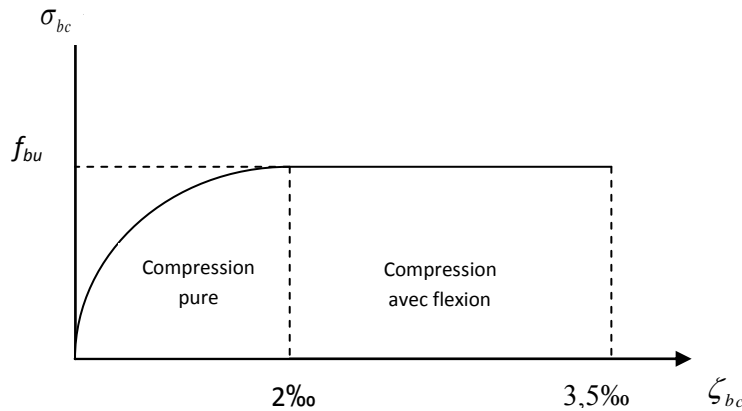


Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformation du béton.

Le diagramme parabolé rectangle est utilisés dans le calcul relatif à l'état limite de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3,5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 * f_{bc} * 10^3 * \epsilon_{bc} \quad (4 * 10^3 * \epsilon_{bc})$$

$$2 \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = f_{bu} \text{ tel que } f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

I.8.2 ACIERS

I.8.2.1 Définition

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier.

Ils sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul, caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E.

I.8.2.2 Caractéristiques des différents types d'aciers utilisés

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances, on distingue :

- Les ronds lisses (RL).
- Les hautes adhérences (HA).
- Treillis soudés.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE 400	400	310-490	22
	FeE 500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE 215	215	480	14
	FeE 235	235	550	12
Treillis soudés	FeE 500	500	550	12

Tableau I-1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

Selon le RPA99 version 2003, les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence (H.A.), avec $f_e \leq 500$ MPa. L'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

I.8.2.3 Contraintes limites des aciers

• Etat limite ultime

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

Avec :

f_e : contrainte à la limite élastique.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{pour une situation durable} \\ 1 & \text{pour une situation accidentelle} \end{cases}$$

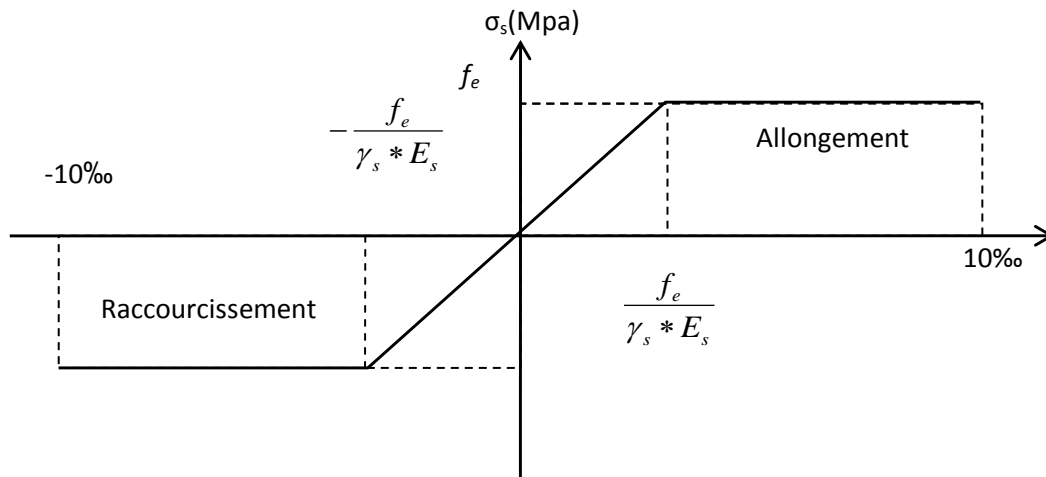


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

- **Etat limite de service**

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2 * f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right]$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{f_e}{2}; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right]$

Avec :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration tel que } \eta = \begin{cases} 1 & \text{Pour les aciers ronds lisses} \\ 1.6 & \text{Pour les aciers HA de } \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ 1.3 & \text{Pour les aciers HA de } \varnothing < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton.

II.1 Introduction

Pour assurer une bonne stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré-dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- **Sollicitation verticales** : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, des poutrelles et des poutres.
- **Sollicitations horizontales** : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré-dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement C.B.A 93, R.P.A 99 Version 2003 et B.A.E.L 91.

II.2 Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers : (plancher à corps creux et la dalle pleine)

II.2.1 Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est parmi les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment. Il est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression.

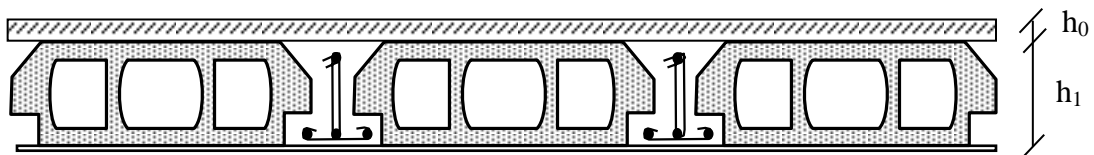


Figure II.1 : Plancher à corps creux

Avec :

$h_t = h_1 + h_0$: hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h_1 : hauteur de l'hourdis (corps creux).

La hauteur totale du plancher h_t est conditionnée par le critère de flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{CBA 93 art : 6.8.4.2.4})$$

Avec : L_{\max} : distance maximal entre nue d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 5.18 - 0.35 = 4.83\text{m}$$

$$h_t \geq \frac{483}{22.5} = 20.46\text{cm}$$

- Hauteur du corps creux : $h_1 = 16\text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 5\text{ cm}$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de type (16+5) cm.

II.2.2 Les poutrelles

Le choix du sens porteur est dicté par deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de la continuité (là où il y a plus d'appuis).

Les poutrelles se calculent en section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre de chaque côté est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$$

$b_0 = 10\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$l_x = 55\text{cm}$ (distance entre nus de poutrelles).

$l_y = 315\text{cm}$ (la travée minimale dans la poutrelle).

$h_0 = 5\text{cm}$ (épaisseur de la dalle de compression).

$h_t = 20\text{cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{315}{10}\right)$$

Après calcul, on trouve : $b = 65\text{cm}$

II.2.3 Pré-dimensionnement des poutres

Vu le sens de disposition des poutrelles, toutes les poutres seront dimensionnées de la même façon.

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

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

h : hauteur de la poutre

L_{\max} : la portée maximale d'une travée de poutre.

($L_{\max} = 6.91 - 0.45 = 6.46\text{m}$).

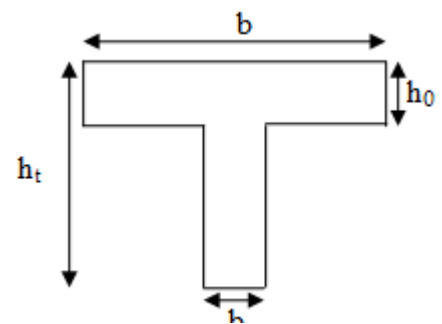


Figure II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle

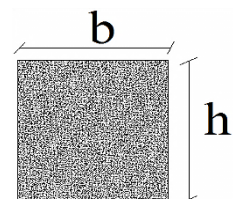


Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutre

$$\frac{646}{15} \leq h \leq \frac{646}{10} \Rightarrow 43.06 \text{ cm} \leq h \leq 64.6 \text{ cm}$$

Donc soit :

$$\begin{cases} h = 45 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification selon le RPA

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{45}{35} = 1.28 \leq 4$ Condition vérifiée

On adopte une section pour les poutres de **(45* 35)** cm * cm

II.2.4 Pre-dimensionnement des dalles pleines

Une dalle pleine est un élément porteur, dont deux dimensions sont très grandes par rapport à la troisième dimension (épaisseur).

a) Condition de Résistance

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$.

Une dalle reposant sur trois ou quatre appuis $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

b) Critère de coupe-feu

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

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

1. Dalle reposant sur deux appuis

$L_x = 70 \text{ cm}$, $L_y = 563 \text{ cm}$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$$\frac{70}{35} \leq e \leq \frac{70}{30}$$

$$2 \text{ cm} \leq e \leq 2.33 \text{ cm}$$

2. Une dalle reposant sur trois appuis

On prend la dalle la plus défavorable pour le dimensionnement.

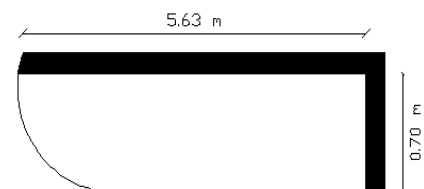


Figure II.4 : Dalle sur deux appuis

$L_x = 150 \text{ cm}$, $L_y = 478 \text{ cm}$.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$$

$$\frac{150}{50} \leq e \leq \frac{478}{40}$$

$$3 \text{ cm} \leq e \leq 11.95 \text{ cm}$$

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

Donc on adopte pour les différents types de balcon une épaisseur de : $e = 12 \text{ cm}$.

3. Une dalle reposant sur quatre appuis

On prend la dalle la plus défavorable pour le dimensionnement.

$L_x = 621 \text{ cm}$, $L_y = 656 \text{ cm}$.

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_y}{40}$$

$$\frac{621}{50} \leq e \leq \frac{656}{40}$$

$$12.42 \text{ cm} \leq e \leq 16.4 \text{ cm}$$

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

Donc on adopte pour les trois types de dalles une épaisseur de : $e = 14 \text{ cm}$.

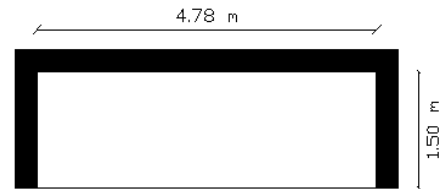


Figure II.5 : Dalle sur trois appuis

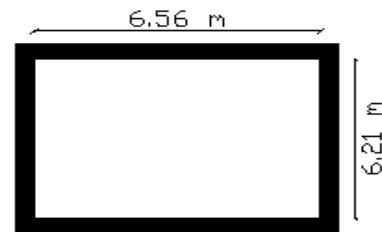


Figure II.6 : Dalle sur quatre appuis

II.3 Pré-dimensionnement des voiles

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du RPA 99(Article 7.7.1) suivante :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right] \quad \text{Avec } h_e: \text{ la hauteur libre d'étage.}$$

Sous-sol : $h = 306 \text{ cm}$

$$h_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm} \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

RDC: $h = 408 \text{ cm}$

$$h_e = 408 - 21 = 387 \text{ cm} \Rightarrow e \geq 19.4 \text{ cm}$$

Étages courants: $h = 306 \text{ cm}$

$$h_e = 306 - 21 = 286 \text{ cm} \Rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte:

$e = 20 \text{ cm}$ pour le RDC et le sous-sol.

$e = 15 \text{ cm}$ pour les étages courants.

II.4 Pré-dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

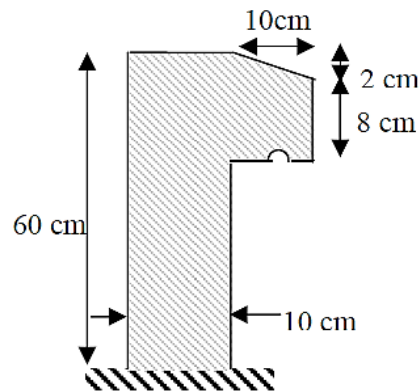


Figure II.7 : Vue en plan d'un acrotère.

Calcul de la section de l'acrotère :

$$S=(0.6*0.1 + 0.08*0.1 + 0.5*0.02*0.1)=0.069 \text{ m}^2$$

II.5 Pré-dimensionnement d'escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé et coulés sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Épaisseur du palier de repos)
- (2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)
- (3) : g (Giron)
- (4) : h (Hauteur de la contre marche)
- (5) : H_0 (Hauteur de la volée)
- (6) : α (Inclinaison de la paillasse)
- (7) : Emmarchement

H : Hauteur d'étage

Pour déterminer les dimensions

des marches et des contres marches,

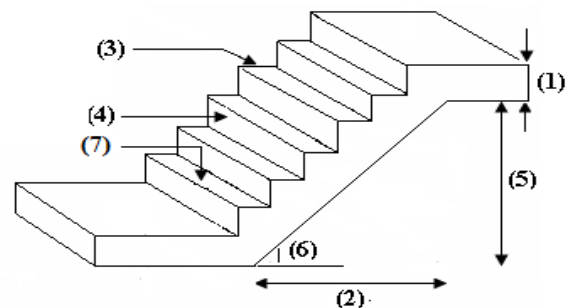


Figure II.8: Éléments constitutifs

on utilise la formule de **BLONDEL**, qui est donnée par :

$$0.6 \leq g + (2 \cdot h) \leq 0.65 \text{ m} \dots\dots\dots 1$$

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

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

Si $g + 2 \cdot h = 64 \text{ cm} \dots\dots\dots 2$

On remplace dans (2)

$$\frac{L_0}{n-1} + 2 \cdot \frac{H_0}{n} = 64$$

n est la solution de l'équation : $64 \cdot n^2 - (64 + 2 \cdot H_0 + L_0) \cdot n + 2 \cdot H_0 = 0$

• **Type 1 : entre les étages**

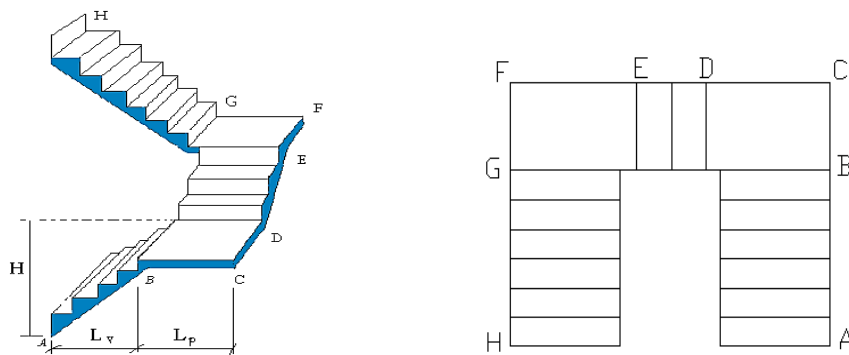


Figure II.9 : Vue en 3D et en plan du type 1

Les volées AB et GH son identiques :

$$H_0 = 1.36 \text{ m}$$

$$L_0 = 2.22 \text{ m}$$

En remplaçant les valeurs L_0 et H_0 dans l'équation précédent,

$$64 \cdot n^2 - 558 \cdot n + 272 = 0 \Rightarrow n = 8$$

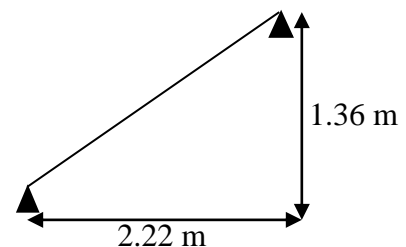


Figure II.10 : Schéma statique de l'escalier type 1 (volées AB et GH)

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{222}{8-1} \approx 32 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm}$$

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left(\frac{H_0}{L_0} \right) = 31.50^\circ$$

Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec :}$$

L_p : la longueur du palier

L_v : la longueur de la paillasse

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{2.22^2 + 1.36^2} \Rightarrow L_v = 2.60\text{m}$$

$$L = L_v = 2.60\text{m}$$

$$\frac{260}{30} \leq e \leq \frac{260}{20} \Rightarrow 8.66\text{cm} \leq e \leq 13\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$ (2 heures de coup feu)

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

la volée DE

$$H_0 = 0.34\text{ m}$$

$$L_0 = 0.60\text{ m}$$

En remplaçant les valeurs L_0 et H_0

dans l'équation précédente on trouve :

$$64 * n^2 - 192 * n + 68 = 0 \Rightarrow n=3$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{60}{3-1} = 30\text{cm}$$

$$h = \frac{H_0}{n} = \frac{34}{3} \approx 12\text{cm}$$

$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{H_0}{L_0}\right) = 29.54^\circ$$

Epaisseur de la paillasse

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = \sqrt{0.6^2 + 0.34^2} \Rightarrow L_v = 0.69\text{ m}$$

$$L = 0.69 + 1.40 + 1.24 \Rightarrow L = 3.33\text{ m}$$

$$\frac{333}{30} \leq e \leq \frac{333}{20} \Rightarrow 11.1 \leq e \leq 16.65\text{cm}$$

$e \geq 11\text{cm}$ (2 heures de coup feu)

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

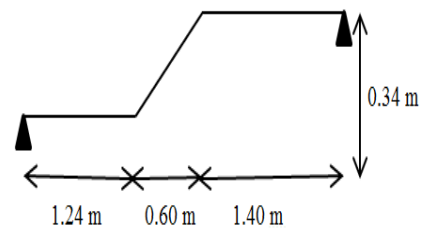


Figure II.11 : Schéma statique de l'escalier type 1 (volée DE)

- **Type 2 : escalier à deux volées (RDC et étage 1)**

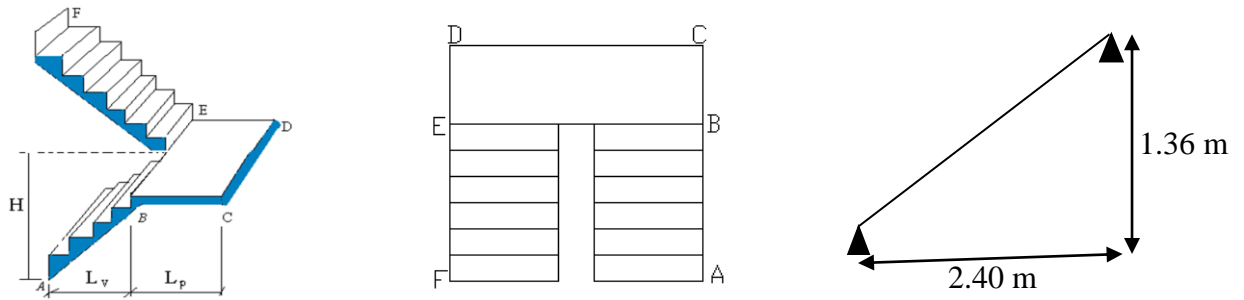


Figure II.12 : Vue en 3D , en plan et statique de l’escalier type 2

Les deux volées sont identiques, le tableau (II.1) illustre leurs dimensions.

L_0 (m)	H_0 (m)	n	h (cm)	g (cm)	α (°)	L (m)	e (cm)
2.40	1.53	9	17	30	32.52	2.84	12

Tableau II.1 : Dimensions de l’escalier type 2.

II.6 Evaluation des charges et surcharges

II.6.1 Planchers

1. Plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	e (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	20	1
Multicouche d’étanchéité	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0,16
Forme de pente (%)	0.10	22	2,20
Plancher corps creux (16+5)	0.21	14	2.8
Enduit en plâtre	0.015	14	0.21
Charge permanente totale			$G_{\text{terrasse}}=6.49$
Surcharge d’exploitation			$Q = 1$

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

2. Plancher étage courant

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
--------------------------	---------------	------------------------------	----------------------------

Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0,54
Plancher corps creux (16+5)	0.21	14	2.8
Enduit de plâtre	0.015	14	0.21
Cloison de séparation	0.10	10	1
Charge permanente totale			G= 5.39
Surcharge d'exploitation : Etage d'habitation			Q = 1.5
Etage à usage de bureau			Q = 2.5
Etage à usage commercial			Q = 5

Tableau II.3 : Evaluation des charges du plancher étage coutant.

II.6.2 Dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0,54
Dalle pleine	0.14	25	3.5
Enduit de plâtre	0.015	14	0.21
Charge permanente totale			G = 5.09
Surcharge d'exploitation			Q= 3.5

Tableau II.4 : Evaluation des charges de la dalle pleine.

II.6.3 Murs

1. Extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	14	0.21
Briques creuses	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.05	/	/
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Charge permanente totale			G =2.86

Tableau II.5 : Evaluation des charges des murs extérieurs.

2. Murs intérieurs

désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0,015	14	0,21
Brique creuse	0,10	9	0,9
Enduit de plâtre	0,015	14	0,21
Charge permanente totale			G=1.32

Tableau II.6 : Evaluation des charges des murs intérieurs.

II.6.4 Acrotère

Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit en ciment intérieur (KN/ml)	Enduit en ciment extérieur (KN/ml)	Poids total (KN/ml)
	0.1	0.069	1.725	0.3	0.4	2.42
Charge permanente G						G=2.42
Surcharge d'exploitation Q						Q = 1

Tableau II.7 : Evaluation des charges de l'acrotère

II.6.5 Escaliers

1. Palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Dalle pleine	0.12	25	3
Enduit de plâtre	0.015	14	0.21
Charge permanente totale			G= 4.41
Surcharge d'exploitation			Q= 2.5

Tableau II.8 : Evaluation des charges du palier**2. Volée**

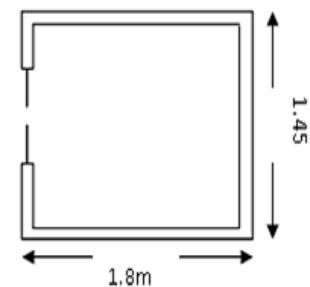
Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement vertical	0.008	22	0.176
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0,36
Marches	0.06	25	1.5
Paillasse	0.13	25	3.44
Enduit de plâtre	0.017	14	0.24
Charge permanente totale			G=6.55
Surcharge d'exploitation			Q= 2.5

Tableau II.9 : Evaluation des charges de la volée.**II.7 Ascenseur**

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Cas d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques de l'ascenseur :

- L : Longueur de l'ascenseur.
- l : Largeur de l'ascenseur.
- H : Hauteur de l'ascenseur.
- W : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1.6m/s$.

**Figure II.13 :** Ascenseur

- Donc $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3KN$

II.8 Evaluation des charges et des surcharges

Poids propre de la dalle et de revêtement (Kn/m ²)	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN /m ²)	Poids total KN /m ²
$G_1=25*0.2+22*0.04$	$S=L*l=1.45*1.8$	$G_2=Fc /S=145/2.61$	$G=G_1+G_2=5.88+55.55$
$G_1=5.88Kn/m^2$	$S=2.61$	$G_2=55.55$	$G = 61.43$

Tableau II.10 : Evaluation des charges de l'Ascenseur

II.9 Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL 91(Article B.8.4 ,1).une fois la résistance à la compression vérifiée, ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

- **Résistance à la compression :**

$$\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ tel que } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2Mpa$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{RPA (Article 7.4.1)}$$

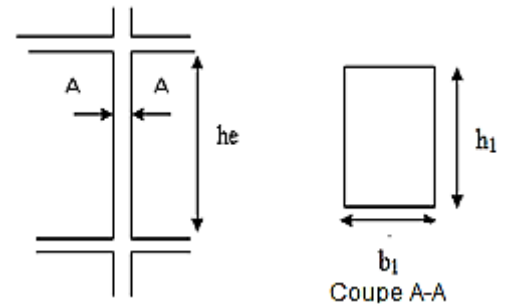


Figure II.14 : Hauteur libre d'étage

Avec h_e : la hauteur libre d'étage.

- **Stabilité de forme (flambement)**

$$N_u \leq \alpha * \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{BA EL91 (Article B.8.4.1)}$$

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; I = \frac{b_1 * h_1^3}{12} \quad ; B_r = (h - d) * (b - d)$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

N_u : l'effort normal de compression à ELU

Les sections des poteaux préalablement adopté sont :

étages	S-SOL R.D.C	1 et 2 ^{ème}	3 et 4 ^{ème}	5 et 6 ^{ème}	7 et 8 ^{ème}	9 et 10 ^{ème}	Terrasse
Section ($b_1 \times h_1$) cm ²	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35

Tableau II.11 : Section des poteaux préalable.

II.10 Descente de charge

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

Loi de dégression

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se réduit à :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : Q

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$, valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

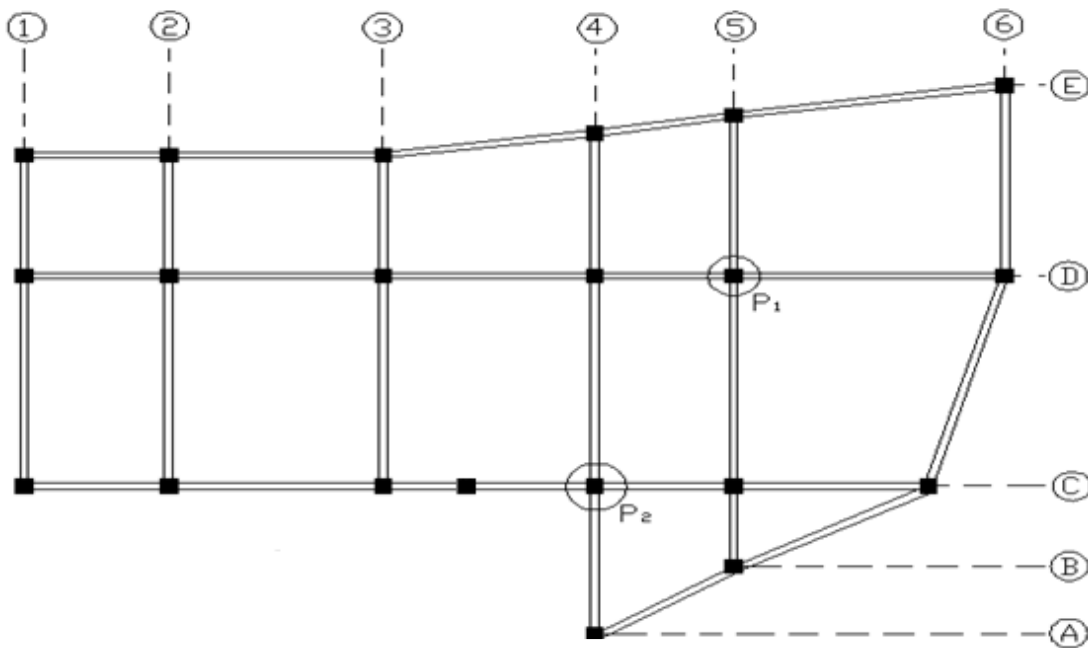


Figure II.15 : Vue en plan

Poteau P1 (D5)

Les charges revenant au poteau central sont :

Calcul des surfaces afférentes

$$S_1 = (2.425 * 1.805) = 4.37 \text{m}^2$$

$$S_2 = (2.425 * 3.105) = 7.52 \text{m}^2$$

$$S_3 = (1.805 * 3.175) = 5.73 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (3.175 * 3.105) = 9.85 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{dalle pleine}} = S_2 + S_4 = 17.37 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{corps creux}} = S_1 + S_3 = 10.10 \text{ m}^2$$

Les charges revenant au poteau P1 sont :

Plancher terrasse :

$$G = 6.49 * 10.10 = 65.54 \text{ KN}$$

$$Q = 1.00 * 10.10 = 10.10 \text{ K}$$

Plancher à corps creux :

$$G = 5.39 * 10.10 = 54.43 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.50 * 10.10 = 15.15 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{service}} = 2.5 * 10.10 = 25.25 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{commerce}} = 5 * 10.10 = 50.50$$

$$Q_{\text{parking}} = 2.5 * 10.10 = 25.25 \text{ KN}$$

Dalle pleine :

$$G = 5.09 * 17.37 = 88.41 \text{ KN}$$

$$Q = 3.5 * 17.37 = 60.79 \text{ KN}$$

Poutres :

$$P : G = 0.35 * 0.45 * (10.51 * 25) = 41.38 \text{ KN}$$

Murs

$$G_{\text{étage courant}} = 10.51 * 1.32 * (3.06 - 0.2) = 39.67 \text{ KN}$$

$$G_{\text{RDC}} = 10.51 * 1.32 * (4.08 - 0.2) = 53.82 \text{ KN}$$

Poteaux

Sous-sol

$$G = 0.65 * 0.65 * 3.06 * 25 = 32.32 \text{ KN}$$

RDC

$$G = 0.65 * 0.65 * 4.08 * 25 = 43.09 \text{ KN}$$

1^{er} et 2^{ème} étage :

$$G = 0.60 * 0.60 * 3.06 * 25 = 27.54 \text{ KN}$$

3^{ème} et 4^{ème} étage :

$$G = 0.55 * 0.55 * 3.06 * 25 = 23.14 \text{ KN}$$

5^{ème} et 6^{ème} étage :

$$G = 0.50 * 0.50 * 3.06 * 25 = 19.125 \text{ KN}$$

7^{ème} et 8^{ème} étage :

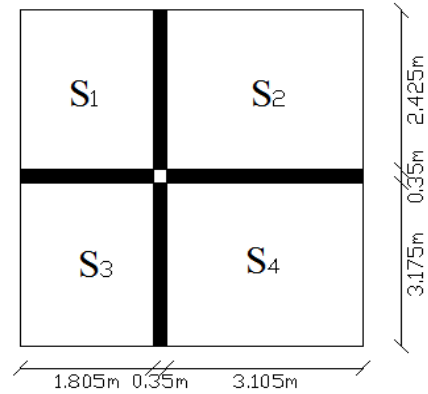


Figure II.16 : Surface afférente du poteau P1(D5)

$$G = 0.45 \cdot 0.45 \cdot 3.06 \cdot 25 = 15.49 \text{ KN}$$

9^{ème} et 10^{ème} étage :

$$G = 0.40 \cdot 0.40 \cdot 3.06 \cdot 25 = 12.24 \text{ KN}$$

Loi de dégression des charges

$$Q_0 = 70.89 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 75.94 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 75.94 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 75.94 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 75.94 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 75.94 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 75.94 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 75.94 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 75.94 \text{ KN}$$

$$Q_9 = 86.04 \text{ KN}$$

$$Q_{10} = 111.29 \text{ KN}$$

$$Q_{11} = 86.04 \text{ KN}$$

$$N_1 : Q_0 = 70.89 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_0 + Q_1 = 146.83 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 215.176 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 275.92 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 329.1 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \cdot 5} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 374.65 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \cdot 6} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 412.62 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \cdot 7} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 450.59 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \cdot 8} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 488.65 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_0 + \frac{3+9}{2 \cdot 9} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 533.26 \text{ KN}$$

$$N_{11} : Q_0 + \frac{3+10}{2 \cdot 10} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 594.04 \text{ KN}$$

$$N_{12} : Q_0 + \frac{3+11}{2 \cdot 11} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 637.82 \text{ KN}$$

Les résultats du poteau P1 sont représentés dans le tableau suivant :

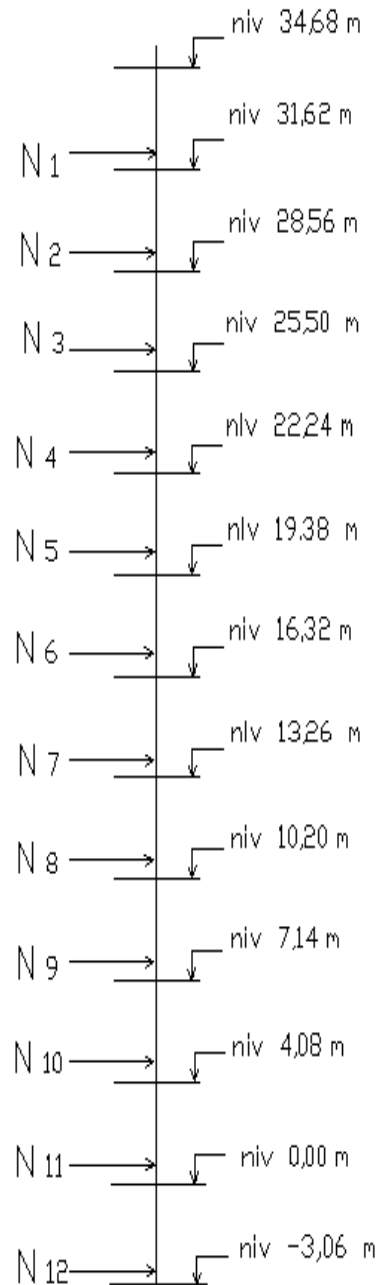


Figure II.17 : Schéma de la descente de charge du poteau P1(D5)

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
--------	----------	--------	--------

N1	Plancher terrasse	65.54	10.10
	Dalle pleine	88.41	60.79
	Poteau	12.24	
	Poutre	41.38	
	Total	207.57	70.89
N2	Venant de N1	207.57	
	Plancher corps creux	54.43	15.15
	Dalle pleine	88.41	60.79
	Poteau	12.24	
	Poutre	41.38	
	Murs	39.67	
	Total	443.70	146.83
N3	Venant de N2	443.70	
	Plancher corps creux	54.43	15.15
	Dalle pleine	88.41	60.79
	Poteau	15.49	
	Poutre	41.38	
	Murs	39.67	
	Total	683.08	215.176
N4	Venant de N3	683.08	
	Plancher corps creux	54.43	15.15
	Dalle pleine	88.41	60.79
	Poteau	15.49	
	Poutre	41.38	
	Murs	39.67	
	Total	922.46	275.92
N5	Venant de N4	922.46	
	Plancher corps creux	54.43	15.15
	Dalle pleine	88.41	60.79
	Poteau	19.125	
	Poutre	41.38	
	Murs	39.67	

	Total	1165.47	329.1
N6	Venant de N5	1165.47	
	Plancher corps creux	54.43	15.15
	Dalle pleine	88.41	60.79
	Poteau	19.125	
	Poutre	41.38	
	Murs	39.67	
	Total	1408.49	374.65
N7	Venant de N6	1408.49	
	Plancher corps creux	54.43	15.15
	Dalle pleine	88.41	60.79
	Poteau	23.14	
	Poutre	41.38	
	Murs	39.67	
	Total	1655.52	412.62
N8	Venant de N7	1655.52	
	Plancher corps creux	54.43	15.15
	Dalle pleine	88.41	60.79
	Poteau	23.14	
	Poutre	41.38	
	Murs	39.67	
	Total	1902.55	450.59
N9	Venant de N8	1902.55	
	Plancher corps creux	54.43	15.15
	Dalle pleine	88.41	60.79
	Poteau	27.54	
	Poutre	41.38	
	Murs	39.67	
	Total	2153.98	488.65

N10	Venant de N9	2153.98	
	Plancher corps creux	54.43	25.25
	Dalle pleine	88.41	60.79
	Poteau	27.54	
	Poutre	41.38	
	Murs	39.67	
	Total	2405.41	533.26
N11	Venant de N10	2405.41	
	Plancher corps creux	54.43	50.50
	Dalle pleine	88.41	60.79
	Poteau	43.09	
	Poutre	41.38	
	Murs	53.82	
	Total	2686.54	594.04
N12	Venant de N11	2686.54	
	Plancher corps creux	54.43	25.25
	Dalle pleine	88.41	60.79
	Poteau	32.32	
	Poutre	41.38	
	Total	2903.08	637.82

Tableau II.12 : Récapitulation de la descente de charge du poteau P1(D5)

Charges à la base du poteau P1(D5) :

$$G = 2903.08 \text{ KN}$$

$$Q = 637.82 \text{ KN}$$

Poteau P2(C4)

$$S_1 = 2.37 * 1.30 = 3.08 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.37 * 3.125 = 7.40 \text{ m}^2$$

Les charges revenant au poteau **P2** sont :

Plancher terrasse(N1):

$$G = 6.49 * 7.40 = 48.02 \text{ KN}$$

$$Q = 1.00 * 7.40 = 7.40 \text{ KN}$$

Dalle pleine :

$$G = 5.09 * 3.08 = 15.67 \text{ KN}$$

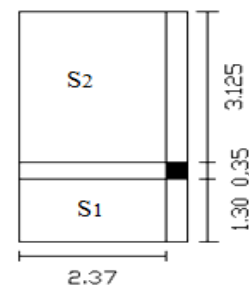


Figure II.18 : Surface afférente de poteau P2 (N1)

$$Q = 3.5 * 3.08 = 10.78 \text{ KN}$$

Acrotère

$$G = 7.49 * 2.42 = 18.12 \text{ KN}$$

$$Q = 7.49 * 1 = 7.49 \text{ KN}$$

Poutres

$$G = 0.35 * 0.45 * 6.79 * 25 = 26.75 \text{ KN}$$

Poteau terrasse (N1)

$$G = 0.35 * 0.35 * 3.40 * 25 = 10.41 \text{ KN}$$

Les poids des poteaux (sous-sol jusqu'au 10^{ème} étage) sont les mêmes que le poteau **P1**

Plancher à corps creux :

$$S_1 = \frac{1.59 + 2.135}{2} * 1.78 = 3.31 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3.125 * 1.78 = 5.56 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 = 8.877 \text{ m}^2$$

$$G = 5.39 * 8.87 = 47.81 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.50 * 8.877 = 13.31 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{service}} = 2.5 * 8.877 = 22.19 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{commerce}} = 5 * 8.877 = 44.38 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{parking}} = 2.5 * 8.877 = 22.19 \text{ KN}$$

Dalle pleine

$$S_3 = 0.905 * 1.24 = 1.12 \text{ m}^2$$

$$G = 5.09 * 1.12 = 5.70 \text{ KN}$$

$$Q = 3.5 * 1.12 = 3.92 \text{ KN}$$

Escalier

Poids du palier :

$$S = 1.24 * 1.30 = 1.61 \text{ m}^2$$

$$G = 1.61 * 4.41 = 7.10 \text{ KN}$$

$$Q = 1.61 * 2.5 = 4.02 \text{ KN}$$

Poids de la volée :

$$S = 0.38 * 1.30 + 2.22 * 1.24 = 3.25 \text{ m}^2$$

$$G = 6.55 * 3.25 = 21.28 \text{ KN}$$

$$Q = 2.5 * 3.25 = 8.12 \text{ m}^2$$

Poutres

$$G = 0.35 * 0.45 * 8.66 * 25 = 34.09 \text{ KN}$$

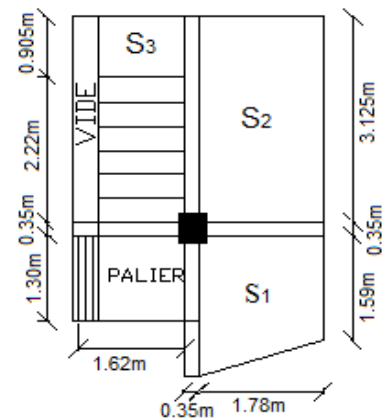


Figure II.19 : Surface afférente du poteau P2 (N3 à N12)

Murs

$$G = 7.04 * 2.86 * (3.06 - 0.2) = 57.58 \text{ KN}$$

Loi de dégression des charges

$$Q_0 = 25.67 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 21.31 \text{ KN}$$

$$Q_2 = 29.37 \text{ KN}$$

$$Q_3 = 29.37 \text{ KN}$$

$$Q_4 = 29.37 \text{ KN}$$

$$Q_5 = 29.37 \text{ KN}$$

$$Q_6 = 29.37 \text{ KN}$$

$$Q_7 = 29.37 \text{ KN}$$

$$Q_8 = 29.37 \text{ KN}$$

$$Q_9 = 29.37 \text{ KN}$$

$$Q_{10} = 38.25 \text{ KN}$$

$$Q_{11} = 60.45 \text{ KN}$$

$$Q_{12} = 47.28 \text{ KN}$$

$$N_1 : Q_0 = 25.67 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_0 + Q_1 = 46.98 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 73.81 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 97.71 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 124.15 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_0 + \frac{3+5}{2*5} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 136.70 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_0 + \frac{3+6}{2*6} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 151.79 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_0 + \frac{3+7}{2*7} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 166.91 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_0 + \frac{3+8}{2*8} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 181.80 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_0 + \frac{3+9}{2*9} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 196.80 \text{ KN}$$

$$N_{11} : Q_0 + \frac{3+10}{2*10} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 217.37 \text{ KN}$$

$$N_{12} : Q_0 + \frac{3+11}{2*11} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 251.82 \text{ KN}$$

$$N_{13} : Q_0 + \frac{3+12}{2*12} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 277.33 \text{ KN}$$

Les charges reprises par le poteau P2 sont regroupées dans le tableau suivant :

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Dalle pleine	15.67	10.87
	Plancher terrasse	48.02	7.40
	acrotère	18.12	7.49
	Poteau	10.41	
	Poutre	26.75	
	Total	118.97	25.67
N2	Venant de N1	118.97	
	Dalle pleine	10.72	7.37
	Plancher terrasse	90.40	13.94
	Poteau	12.24	
	Poutre	34.09	
	Mur	62.18	
	Total	328.6	46.98
N3	Venant de N2	328.6	
	Dalle pleine	5.70	3.92
	Plancher corps creux	47.81	13.31
	Escalier	28.36	12.14
	Poteau	12.24	
	Poutre	34.09	
	Mur	57.58	
	Total	514.38	73.81
N4	Venant de N3	514.38	
	Dalle pleine	5.70	3.92
	Plancher corps creux	47.81	13.31
	Escalier	28.36	12.14
	Poteau	15.49	
	Poutre	34.09	
	Murs	57.58	
		Total	703.41

N5	Venant de N4	703.41	
	Dalle pleine	5.70	3.92
	Plancher corps creux	47.81	13.31
	escalier	28.36	12.14
	Poteau	15.49	
	Poutre	34.09	
	Murs	57.58	
	Total	892.44	124.15
N6	Venant de N5	892.44	
	Dalle pleine	5.70	3.92
	Plancher corps creux	47.81	13.31
	Escalier	28.36	12.14
	Poteau	19.12	
	Poutre	34.09	
	Murs	57.58	
	Total	1085.1	136.70
N7	Venant de N6	1085.1	
	Dalle pleine	5.70	3.92
	Plancher corps creux	47.81	13.31
	Escalier	28.36	12.14
	Poteau	19.12	
	Poutre	34.09	
	Murs	57.58	
	Total	1277.76	151.79
N8	Venant de N7	1277.76	
	Dalle pleine	5.70	3.92
	Plancher corps creux	47.81	13.31
	Escalier	28.36	12.14
	Poteau	23.14	
	Poutre	34.09	
	Murs	57.58	
	Total	1474.44	166.91

N9	Venant de N8	1474.44	
	Dalle pleine	5.70	3.92
	Plancher corps creux	47.81	13.31
	Escalier	28.36	12.14
	Poteau	23.14	
	Poutre	34.09	
	Murs	57.58	
	Total	1671.12	181.80
N10	Venant de N9	1671.12	
	Dalle pleine	5.70	3.92
	Plancher corps creux	47.81	13.31
	Escalier	28.36	12.14
	Poteau	27.54	
	Poutre	34.09	
	Murs	57.58	
	Total	1872.20	196.80
N11	Venant de N10	1872.20	
	Dalle pleine	5.70	3.92
	Plancher corps creux	47.81	22.19
	Escalier	28.36	12.14
	Poteau	27.54	
	Poutre	34.09	
	Murs	57.58	
	Total	2073.28	217.37
N12	Venant de N11	2073.28	
	Dalle pleine	5.70	3.92
	Plancher corps creux	47.81	44.38
	Escalier	28.36	12.14
	Poteau	43.09	
	Poutre	34.09	
	Mur	82.14	
	Total	2314.47	251.82

N13	Venant de N12	2314.47	
	Dalle pleine	36.48	25.09
	Plancher corps creux	47.81	22.19
	Poteau	32.32	
	Poutre	34.09	
	Total	2465.17	277.33

Tableau II.13 : Récapitulation de la descente de charge du poteau P2(C4)

Récapitulation des résultats

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau P1	2903.08	637.82	4875.88	3540.9
Poteau P2	2465.17	277.33	3743.97	2742.50

Tableau II.14 : Les résultats obtenus pour les deux poteaux.

Avec :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_s = G + Q$$

D'après les résultats du Tableau II.14, on remarque que le poteau P1 est le plus sollicité sous charges verticales.

$$N_u = 4875.88 \text{ KN}$$

$$N_s = 3540.9 \text{ KN}$$

D'après le BAEL 91(Article B .8.1, 1), l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10 %.

$$N_u = 1.1 * 4875.88 = 5363.46 \text{ KN.}$$

Les poteaux sont pré-dimensionnés selon trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA 99 Version 2003.

Critère de résistance

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ tel que } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

B : section du poteau tel que :

$$B_{\text{adopté}} = (0.65 * 0.65) \Rightarrow B_{\text{adopté}} = 0.422 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{calculé}} \geq \frac{Nu}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B_{\text{calculé}} \geq \frac{5363.46 \cdot 10^{-3}}{14.2}$$

$$\Rightarrow B_{\text{calculé}} \geq 0.37 \text{ m}^2$$

$$B_{\text{adopté}} = 0.422 \text{ m}^2 \geq B_{\text{calculé}} = 0.37 \text{ m}^2 \text{ vérifiée}$$

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

Poteau	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Condition $B_{\text{adopté}} \geq B_{\text{calculé}}$		Observation
				$B_{\text{adopté}} \text{ (m}^2\text{)}$	$B_{\text{Calculé}} \text{ (m}^2\text{)}$	
Sous -sol	2903.08	637.82	5363.47	0.422	0.37	Vérifiée
R.D.C	2686.54	594.04	4969.67	0.422	0.35	Vérifiée
1 ^{ère} étage	2405.41	533.26	4451.91	0.36	0.31	Vérifiée
2 ^{ème} étage	2153.98	488.65	4004.04	0.36	0.28	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1902.55	450.59	3568.76	0.302	0.25	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1655.52	412.62	3139.27	0.302	0.22	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1408.49	374.65	2709.78	0.25	0.19	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1165.47	329.1	2273.73	0.25	0.16	Vérifiée
7 ^{ème} étage	922.46	275.92	1825.12	0.202	0.12	Vérifiée
8 ^{ème} étage	683.08	215.17	1369.40	0.202	0.09	Vérifiée
9 ^{ème} étage	443.70	146.83	901.16	0.16	0.06	Vérifiée
10 ^{ème} étage	207.57	70.89	425.21	0.16	0.03	Vérifiée

Tableau II.15 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Vérification vis-à-vis du flambement

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

Pour le sous-sol :

Calcul de l'élancement :

$$I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} = \frac{0.65 \times 0.65^3}{12} = 0.0148 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0148}{0.65^2}} \Rightarrow i = 0.18 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7 \cdot l_0 \Rightarrow l_f = 0.7 \cdot 3.06$$

$$\Rightarrow l_f = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.142}{0.18}$$

$$\Rightarrow \lambda = 11.90$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_c}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{5363.47 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.29 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_{r \text{ adopté}} = (65 - 2) \times (65 - 2) \times 10^{-4} = 0.3969 \text{ m}^2$$

$0.3969 > 0.29 \text{ m}^2$, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Poteau	Nu (KN)	Section (m ²)	Condition $B_{r \text{ adopté}} \geq B_{r \text{ calculé}}$		Observation
			$B_{r \text{ adopté}}(\text{m}^2)$	$B_{r \text{ calculé}}(\text{m}^2)$	
Sous -sol	5363.47	0.65*0.65	0.3969	0.29	Vérifiée
R.D.C	4969.67	0.65*0.65	0.3969	0.27	Vérifiée
1 ^{ère} étage	4451.91	0.60*0.60	0.3364	0.24	Vérifiée
2 ^{ème} étage	4004.04	0.60*0.60	0.3364	0.22	Vérifiée
3 ^{ème} étage	3568.76	0.55*0.55	0.2809	0.19	Vérifiée
4 ^{ème} étage	3139.27	0.55*0.55	0.2809	0.17	Vérifiée
5 ^{ème} étage	2709.78	0.50*0.50	0.2304	0.15	Vérifiée
6 ^{ème} étage	2273.73	0.50*0.50	0.2304	0.12	Vérifiée
7 ^{ème} étage	1825.12	0.45*0.45	0.1849	0.10	Vérifiée
8 ^{ème} étage	1369.40	0.45*0.45	0.1849	0.07	Vérifiée
9 ^{ème} étage	901.16	0.40*0.40	0.1444	0.05	Vérifiée
10 ^{ème} étage	425.21	0.40*0.40	0.1444	0.02	Vérifiée

Tableau II.16 : Vérification au flambement des poteaux.

II.11 Conclusion

Après avoir redimensionné les éléments structuraux et effectuer les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- **Les poutres : 35*45 cm²**
- **Les poteaux**

S-SOL, R.D.C : (b1 h1) = (65*65) cm²

1 et 2^{ème} étage : (b1 h1) = (60*60) cm²

3 et 4^{ème} étage : (b1 h1) = (55*55) cm²

5 et 6^{ème} étage : (b1 h1) = (50*50) cm²

7 et 8^{ème} étage : (b1 h1) = (45*45) cm²

9 et 10^{ème} étage : (b1 h1) = (40*40) cm²

Terrasse : (b1 h1) = (35*35) cm²

III.1 Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (les différents planchers, les escaliers, l'acrotère et l'ascenseur).

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 (B.A.E.L 91, C.B.A 93, R.P.A /2003 ...).

III.2 Méthodes de calcul des poutrelles

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.

III.2.1 Méthode forfaitaire

Le BAEL91 (Article B.6.2, 21) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

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

- **Principe de la méthode forfaitaire**

- **Les moments fléchissant**

En travée

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$1) \quad M_t + \frac{M_s + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 * \alpha) * M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$$2) \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \cdot \alpha}{2} * M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \cdot \alpha}{2} * M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p * l^2}{8}$$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

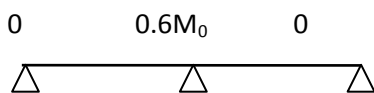
M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

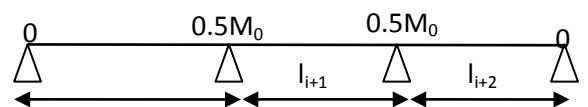
l_i : Portée de la travée.

En appuis

Cas de 02 travées :



cas de 03 travées :



cas de plus de 03 travées :

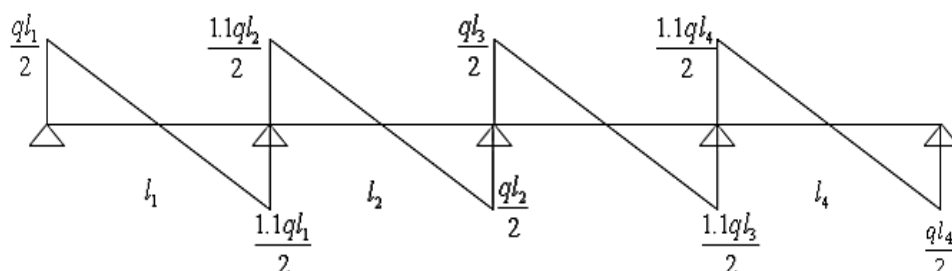


- Les efforts tranchants

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 % pour une poutre à deux travées.

10 % pour une poutre à plus de deux travées.



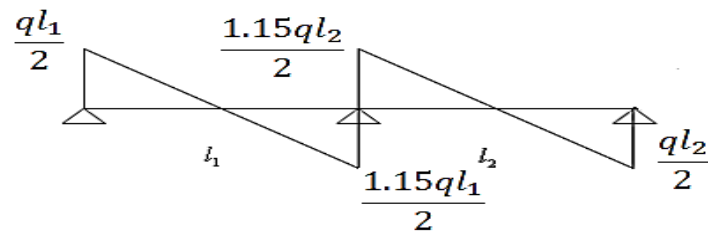


Figure III .1 : Evaluation des efforts tranchants.

III.2.2 Méthode de Caquot

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

- **Principe de la méthode Caquot**

- **Calcul des moments**

En appuis :
$$M_a = -\frac{P_g * l_g'^3 + P_d * l_d'^3}{8.5 * (l_g' + l_d')} \quad \text{BAEL91 (article. E.2.2,1)}$$

Avec $l' = 0.8 * l$: Pour une travée intermédiaire ; $l' = l$: Pour une travée de rive.

P_g ; P_d : Charge à droite et à gauche de la travée.

En travées

$$M(x) = M_0(x) + M_g * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d * \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{Pu * x}{2} * (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu * l_i}$$

-Evaluation des efforts tranchants :
$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \text{BAEL(ArtLIII.3)}$$

III.3 Etude des poutrelles

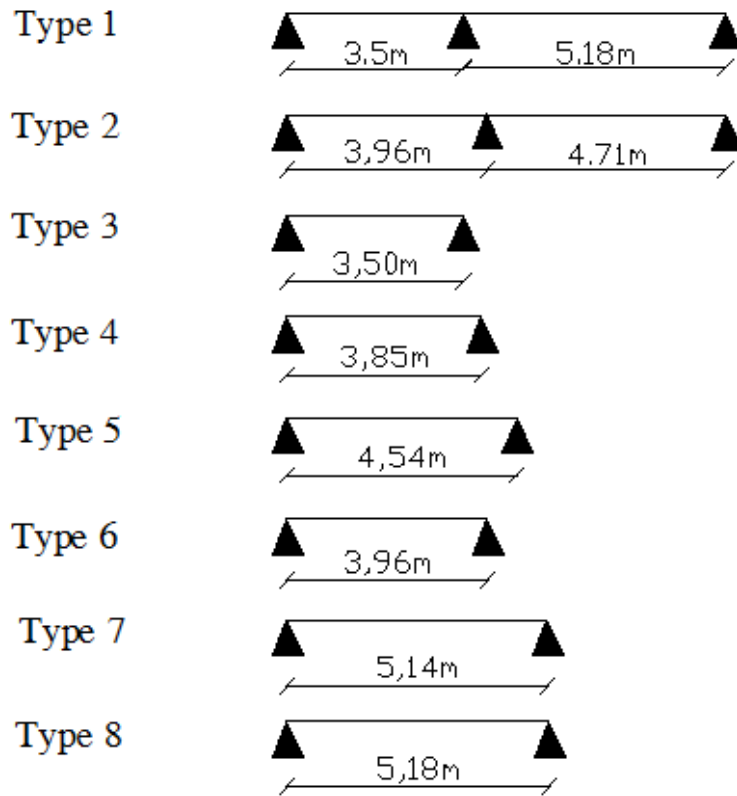


Figure III .2 : Schéma des différents types de poutrelles

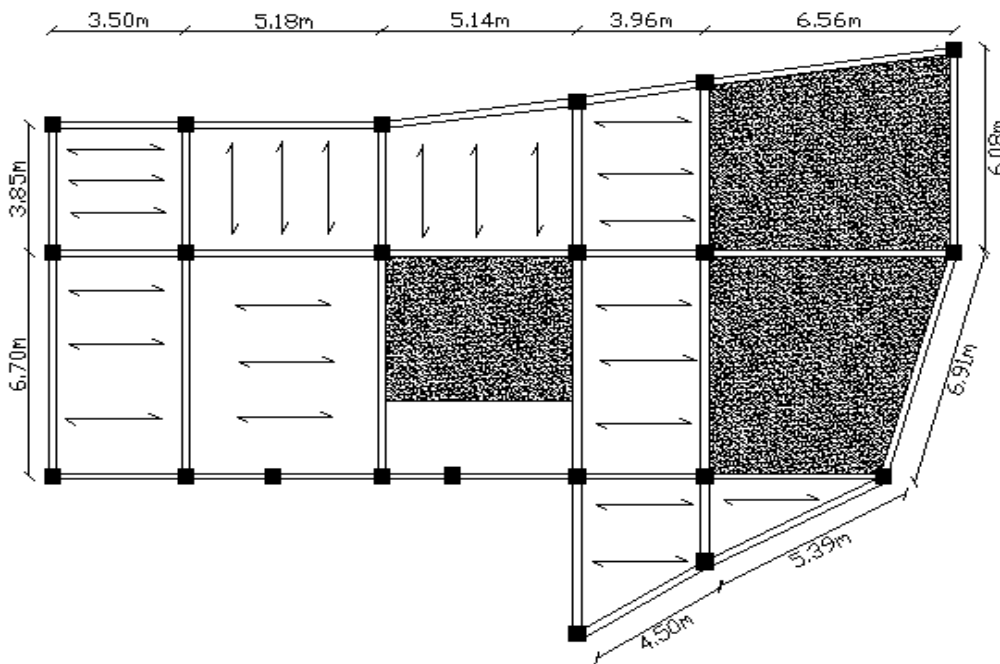


Figure III .3 : Schéma de disposition des poutrelles

III.3.1 Vérification des conditions de BAEL91 (Article B.6.2, 21)

1^{ère} condition

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

- Plancher terrasse inaccessible

$$G = 6.49 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \cdot 6.49 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \text{ vérifiée}$$

- Plancher étage d'habitation

$$G = 5.39 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \cdot 5.39 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \text{ vérifiée}$$

- Plancher étage service

$$G = 5.39 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \cdot 5.39 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \text{ vérifiée}$$

- Plancher commercial

$$G = 5.39 \text{ KN/m}^2 ; Q = 5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2 \cdot 5.39 ; 5) \text{ KN/m}^2 \dots \text{ vérifiée}$$

2^{ème} condition

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} \in [0.80 ; 1.25]$$

Type 1

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{5.18}{3.50} = 1.48 \notin [0.80 ; 1.25] \dots \text{ non vérifiée.}$$

Type 2

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{4.71}{3.96} = 1.18 \in [0.80 ; 1.25] \dots \text{ vérifiée.}$$

3^{ème} condition

Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.

4^{ème} condition

La fissuration est peu nuisible.

Dans notre cas, on utilise la méthode forfaitaire pour le type 1 et la méthode de Caquot minorée pour le type 2.

Pour les autres types de poutrelles d'une seule travée, ce sont des poutrelles isostatiques, donc pour la détermination des sollicitations internes on utilise la méthode de la RDM.

III.3.2 Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q ; p_u = b \cdot q_u$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = G + Q ; p_s = b \cdot q_s$$

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b = 0.65 \text{ m}$.

Désignation	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.49	1.00	10.26	6.66	7.49	4.88
Plancher d'étages d'habitations	5.39	1.50	9.52	6.19	6.89	4.47
Plancher étage service	5.39	2.5	11.02	7.16	7.89	5.13
Etage commercial	5.39	5	14.77	9.60	10.39	6.75

Tableau III .1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

III.3.3 Calcul des sollicitations

Exemple de calcul des sollicitations dans les poutrelles en utilisant la méthode forfaitaire

Pour illustrer la méthode forfaitaire, on prendra comme exemple la poutrelle type 1 du plancher étage d'habitation, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelle sont résumés sur des tableaux.

Calcul à l'ELU

Les moments isostatiques

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6.19 * 3.5^2}{8} = 9.47 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6.19 * 5.18^2}{8} = 20.76 \text{ KN.m}$$

Moments sur les appuis

Appuis de rive

$$M_A = M_C = 0$$

Au niveau des appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissurations équilibrant un moment égal à 0.15*M₀.

Appuis intermédiaires

$$M_B = -0.6 * \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.6 * 20.76 = -12.45 \text{ KN m}$$

Les moments fléchissant en travées

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5 + 5.39} = 0.21 \quad ; \quad (1 + 0.3 * \alpha) = 1.063 \quad ; \quad \frac{1.2 + 0.3 * \alpha}{2} = 0.631$$

Travée A-B : C'est une travée de rive, les vérifications à faire sont les suivantes :

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * \alpha}{2} * M_0 \dots\dots\dots(2)$$

$$\max \begin{cases} (1 + 0.3 * \alpha) * M_0 \\ 1.05 * M_0 \end{cases} = \max(1.063, 1.05) M_0 = 1.063 * M_0$$

Avec : $M_B = -12.45 \text{KNm}$; $M_A = 0 \text{KN.m}$; $M_0 = 9.47 \text{KN.m}$

$$M_t + \frac{0 + 12.45}{2} \geq 1.063 * 9.47 \Rightarrow M_t \geq 3.84 \text{KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq 0.631 * 9.47 \Rightarrow M_t \geq 5.97 \text{KN.m} \dots\dots\dots(2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 5.97 \text{KN.m}$$

Travée B-C : C'est une travée de rive, les vérifications à faire sont :

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * \alpha}{2} * M_0 \dots\dots\dots(2)$$

Avec : $M_B = -12.45 \text{KNm}$; $M_C = 0 \text{KN.m}$; $M_0 = 20.76 \text{KN.m}$

$$\max \begin{cases} (1 + 0.3 * \alpha) * M_0 \\ 1.05 * M_0 \end{cases} = \max(1.063, 1.05) M_0 = 1.063 * M_0$$

$$M_t + \frac{12.45 + 0}{2} \geq 1.063 * 20.76 \Rightarrow M_t \geq 15.84 \text{KN.m} \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq 0.631 * 20.76 \Rightarrow M_t \geq 13.09 \text{KN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 15.84 \text{KN.m}$$

Les efforts tranchants :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{P_u * l_1}{2} \Rightarrow V_A = \frac{6.19 * 3.50}{2} \Rightarrow V_A = 10.83 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{P_u * l_1}{2} \Rightarrow V_B = -\frac{6.19 * 3.50}{2} * 1.15 \Rightarrow V_B = -12.45 \text{KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = \frac{P_u * l_2}{2} * 1.15 \Rightarrow V_B = \frac{6.19 * 5.18}{2} * 1.15 \Rightarrow V_B = 18.43 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u * l_2}{2} \Rightarrow V_C = -\frac{6.19 * 5.18}{2} \Rightarrow V_C = -16.03 \text{KN}$$

Calcul à l'ELS

- **Les moments isostatiques :** $M_0 = \frac{p_s * l^2}{8}$

Travée A-B : $M_0^{AB} = \frac{p_s * l_{AB}^2}{8} = \frac{4.47 * 3.5^2}{8} = 6.84 \text{KN.m}$

Travée B-C : $M_0^{BC} = \frac{p_s * l_{BC}^2}{8} = \frac{4.47 * 5.18^2}{8} = 14.99 \text{KN.m}$

- **Moments sur les appuis**

Appuis de rive

$$M_A = M_C = 0$$

Au niveau des appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissurations équilibrant un moment égal à $0.15 * M_0$.

Appuis intermédiaires

$$M_B = -0.6 * \max(M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.6 * 14.99 = -8.99 \text{KN m}$$

- **Les moments fléchissant en travées**

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5 + 5.39} = 0.21 \quad ; \quad (1 + 0.3 * \alpha) = 1.063 \quad ; \quad \frac{1.2 + 0.3 * \alpha}{2} = 0.631$$

Travée A-B : C'est une travée de rive, les vérifications à faire sont les suivantes :

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * \alpha}{2} * M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $M_B = -8.99\text{KN.m}$; $M_A = 0\text{KN.m}$; $M_0 = 6.84\text{KN.m}$

$$\max \begin{cases} (1 + 0.3 * \alpha) * M_0 \\ 1.05 * M_0 \end{cases} = \max(1.063, 1.05)M_0 = 1.063 * M_0$$

$$M_t + \frac{0 + 8.99}{2} \geq 1.063 * 6.84 \Rightarrow M_t \geq 2.77\text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.631 * 6.84 \Rightarrow M_t \geq 4.31\text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 4.31\text{KN.m}$$

Travée B-C : C'est une travée de rive, les vérifications à faire sont :

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * \alpha}{2} * M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $M_B = 8.99\text{KN.m}$; $M_C = 0\text{KN.m}$; $M_0 = 14.99\text{KN.m}$

$$\max \begin{cases} (1 + 0.3 * \alpha) * M_0 \\ 1.05 * M_0 \end{cases} = \max(1.063, 1.05)M_0 = 1.063 * M_0$$

$$M_t + \frac{8.99 + 0}{2} \geq 1.063 * 14.99 \Rightarrow M_t \geq 11.43\text{KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 0.631 * 14.99 \Rightarrow M_t \geq 9.45\text{KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 11.43\text{KN.m}$$

Les efforts tranchants :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{P_S * l_1}{2} \Rightarrow V_A = \frac{4.47 * 3.50}{2} \Rightarrow V_A = 7.82 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{P_S * l_1}{2} * 1.15 \Rightarrow V_B = -\frac{4.47 * 3.50}{2} * 1.15 \Rightarrow V_B = -8.99 \text{KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = \frac{P_S * l_2}{2} * 1.15 \Rightarrow V_B = \frac{4.47 * 5.18}{2} * 1.15 \Rightarrow V_B = 13.31 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{P_S * l_2}{2} \Rightarrow V_C = -\frac{4.47 * 5.18}{2} \Rightarrow V_C = -11.57 \text{KN}$$

Exemple de calcul des sollicitations dans les poutrelles en utilisant la méthode de Caquot minorée

- Plancher étage d'habitation (Poutrelle type 2)**A l'ELU****➤ Calcul des moments aux appuis :****Appuis de rive**

$$M_A = M_C = 0$$

Appui intermédiaires

Dans la méthode de Caquot minorée, pour le calcul des moments aux appuis, on doit remplacer la charge permanente G par \hat{G} tel que :

$$\hat{G} = \frac{2}{3} * G \Rightarrow \hat{G} = \frac{2}{3} * 5.39 = 3.60 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = (1.35\hat{G} + 1.5Q) * 0.65 \Rightarrow P_u = 4.62 \text{ KN/m}$$

$$M_B = -\left[\frac{P_g * l_g^3 + P_d * l_d^3}{8.5 * (l_g + l_d)} \right]$$

$$l_g = 3.96 \text{m et } l_d = 4.71 ;$$

$$M_B = -\left[\frac{4.62 * 3.96^3 + 4.62 * 4.71^3}{8.5 * (3.96 + 4.71)} \right] \Rightarrow M_B = -10.44 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées**La travée AB :**

$$M(x) = \frac{P_u * x}{2} (l - x) + M_A * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B * \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M(x) = \frac{6.19 * x}{2} * (3.96 - x) - 10.44 * \left(\frac{x}{3.96}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \quad \Rightarrow \quad X = 1.55\text{m}$$

$$M_{AB} = M(x = 1.55\text{m}) = 7.47 \text{ KN/m}$$

La travée BC:

$$M(x) = \frac{6.19 * x}{2} * (4.71 - x) - 10.44 * \left(1 - \frac{x}{4.71}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \quad \Rightarrow \quad X = 2.71\text{m}$$

$$M_{AB} = M(x = 2.71\text{m}) = 12.34 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{P_u * 1}{2} - \frac{M_A - M_B}{L} \Rightarrow V_A = \frac{6.19 * 3.96}{2} - \frac{10.44}{3.96} = 9.61\text{KN} \\ V_B = -\frac{P_u * 1}{2} - \frac{M_A - M_B}{L} \Rightarrow V_B = -\frac{6.19 * 3.96}{2} - \frac{10.44}{3.96} = -14.89\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{P_u * 1}{2} - \frac{M_B - M_C}{L} \Rightarrow V_B = \frac{6.19 * 4.71}{2} + \frac{10.44}{4.71} = 16.79\text{KN} \\ V_C = -\frac{P_u * 1}{2} - \frac{M_B - M_C}{L} \Rightarrow V_C = -\frac{6.19 * 4.71}{2} + \frac{10.44}{4.71} = -12.36\text{KN} \end{cases}$$

A I'ELS

➤ Calcul des moments aux appuis :

Appuis de rive

$$M_A = M_C = 0$$

Appui intermédiaires

$$P_S = (\dot{G} + Q) * 0.65 \Rightarrow P_S = 3.31 \text{ KN/m}$$

$$M_B = -\left[\frac{p_g * l_g^3 + p_d * l_d^3}{8.5 * (l_g + l_d)} \right]$$

$$l_g = 3.96\text{m} \text{ et } l_d = 4.71 ;$$

$$M_B = -\left[\frac{3.31 * 3.96^3 + 3.31 * 4.71^3}{8.5 * (3.96 + 4.71)} \right] \Rightarrow M_B = -7.48\text{KN.m}$$

Calcul des moments en travées**La travée AB :**

$$M(x) = \frac{P_s * x}{2} (l - x) + M_A * \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_B * \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M(x) = \frac{4.47 * x}{2} * (3.96 - x) - 7.48 * \left(\frac{x}{3.96}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \quad \Rightarrow \quad X = 1.55\text{m}$$

$$M_{AB} = M(x = 1.55\text{m}) = 5.42 \text{ KN/m}$$

La travée BC:

$$M(x) = \frac{4.47 * x}{2} * (4.71 - x) - 7.48 * \left(1 - \frac{x}{4.71}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \quad \Rightarrow \quad X = 2.71\text{m}$$

$$M_{AB} = M(x = 2.71\text{m}) = 8.93 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{P_s * l}{2} - \frac{M_A - M_B}{L} \Rightarrow V_A = \frac{4.47 * 3.96}{2} - \frac{7.48}{3.96} = 6.96 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{P_s * l}{2} - \frac{M_A - M_B}{L} \Rightarrow V_B = -\frac{4.47 * 3.96}{2} - \frac{7.48}{3.96} = -10.73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = \frac{P_s * l}{2} - \frac{M_B - M_C}{L} \Rightarrow V_B = \frac{4.47 * 4.71}{2} + \frac{7.48}{4.71} = 12.11 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{P_s * l}{2} - \frac{M_B - M_C}{L} \Rightarrow V_C = -\frac{4.47 * 4.71}{2} + \frac{7.48}{4.71} = -8.93 \text{ KN} \end{cases}$$

Sollicitations dans les poutrelles :

Les résultats des sollicitations sont représentés sur les tableaux suivants

- Plancher terrasse inaccessible (1)

Type	Travée	longueur L(m)	M ₀ (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		V _g (KN)	V _d (KN)
1	A-B	3.50	10.19	-1.52	-13.39	6.30	11.65	-13.40
	B-C	5.18	22.33	-13.39	-3.35	16.75	19.83	-17.24
2	A-B	3.96	13.05	-1.95	-10.75	8.23	10.47	-15.90
	B-C	4.71	18.46	-10.75	-2.77	13.48	17.96	-13.40
5	A-B	4.54	17.16	-2.57	-2.57	17.16	15.12	-15.12

Tableau III.2 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELU

Pour le plancher terrasse inaccessible

type	Travée	longueur L(m)	M_0 (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				Mg (KN.m)	Md (KN.m)		Vg(KN)	Vd(KN)
1	A-B	3.50	7.47	-1.12	-9.81	4.62	8.54	-9.82
	B-C	5.18	16.36	-9.81	-2.45	12.27	14.53	-12.64
2	A-B	3.96	9.56	-1.43	-7.8	6.06	7.69	-11.63
	B-C	4.71	13.53	-7.8	-2.03	9.91	13.14	-9.83
5	A-B	4.54	12.57	-1.88	-1.88	12.57	11.07	-11.07

Tableau III.3 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELS

Pour le plancher terrasse inaccessible

- Plancher terrasse inaccessible(2)

Type	Travée	longueur L(m)	M_0 (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				Mg (KN.m)	Md (KN.m)		Vg(KN)	Vd(KN)
7	A-B	5.14	21.99	-3.29	-3.29	21.99	17.11	-17.11

Tableau III.4 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELU

Pour le plancher terrasse inaccessible (2)

Type	Travée	longueur L(m)	M_0 (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				Mg (KN.m)	Md (KN.m)		Vg(KN)	Vd(KN)
7	A-B	5.14	16.11	-2.41	-2.41	16.11	12.54	-12.54

Tableau III.5 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELS

Pour le plancher terrasse inaccessible (2)

- Plancher à usage d'habitation

Type	Travée	longueur L(m)	M_0 (KN.m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				Mg (KN.m)	Md (KN.m)		Vg(KN)	Vd(KN)
1	A-B	3.50	9.47	-1.42	-12.45	5.97	10.83	-12.45
	B-C	5.18	20.76	-12.45	-3.11	15.84	18.43	-16.03
2	A-B	3.96	12.13	-1.82	-10.44	7.47	9.61	-14.89
	B-C	4.71	17.16	10.44	-2.57	12.34	16.79	-12.36
5	A-B	4.54	15.94	-2.39	-2.39	15.94	14.05	-14.05

Tableau III.6 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELU

Pour le plancher à usage d'habitation

type	Travée	longueur $L(m)$	$M_0 (KN.m)$	Moment en appui ($KN.m$)		Moment en travée ($KN.m$)	Effort tranchant (KN)	
				$M_g (KN.m)$	$M_d (KN.m)$		$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
1	A-B	3.50	6.84	-1.02	-8.99	4.31	7.82	-8.99
	B-C	5.18	14.99	-8.99	-2.25	11.43	13.31	-11.57
2	A-B	3.96	8.76	-1.31	-7.48	5.42	6.96	-10.74
	B-C	4.71	12.39	-7.48	-1.86	8.93	12.11	-8.94
5	A-B	4.54	11.51	-1.72	-1.72	11.51	10.14	-10.14

Tableau III.7: Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELS

Pour le plancher à usage d'habitation

- Plancher à usage service

Type	Travée	longueur $L(m)$	$M_0 (KN.m)$	Moment en appui ($KN.m$)		Moment en travée ($KN.m$)	Effort tranchant (KN)	
				$M_g (KN.m)$	$M_d (KN.m)$		$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
2	A-B	3.96	14.03	-2.10	-12.65	8.42	10.98	-17.37
	B-C	4.71	19.85	-12.65	-2.97	14.03	19.54	-14.17
8	A-B	5.18	24.01	-3.60	-3.60	24.01	18.54	-18.54

Tableau III.8 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELU

Pour le plancher à usage service

type	Travée	longueur $L(m)$	$M_0 (KN.m)$	Moment en appui ($KN.m$)		Moment en travée ($KN.m$)	Effort tranchant (KN)	
				$M_g (KN.m)$	$M_d (KN.m)$		$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
2	A-B	3.96	10.05	-1.50	-8.95	6.07	7.89	-12.41
	B-C	4.71	14.22	-8.95	-2.13	10.1	13.98	-10.18
8	A-B	5.18	17.20	-2.58	-2.58	17.20	13.28	-13.28

Tableau III.9 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELS

Pour le plancher à usage service

- Plancher à usage commercial

type	Travée	longueur $L(m)$	$M_0 (KN.m)$	Moment en appui ($KN.m$)		Moment en travée ($KN.m$)	Effort tranchant (KN)	
				$M_g (KN.m)$	$M_d (KN.m)$		$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
2	A-B	3.96	18.81	-2.82	-18.15	10.83	14.42	-23.59
	B-C	4.71	-26.62	-18.15	-3.99	18.31	26.46	-18.75
8	A-B	5.18	32.19	-4.82	-4.82	32.19	24.86	-24.86

Tableau III.10 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELU

Pour le plancher à usage commercial

type	Travée	longueur $L(m)$	$M_0 (KN.m)$	Moment en appui ($KN.m$)		Moment en travée ($KN.m$)	Effort tranchant (KN)	
				$M_g (KN.m)$	$M_d (KN.m)$		$V_g(KN)$	$V_d(KN)$
2	A-B	3.96	13.23	-1.98	-12.65	7.66	10.17	-16.56
	B-C	4.71	18.71	-12.65	-2.80	12.92	18.58	-13.21
8	A-B	5.18	22.63	-3.39	-3.39	22.63	17.48	-17.48

Tableau III.11 : Sollicitations dans les différents types de poutrelle à l'ELS

Pour le plancher à usage commercial

- **Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables**

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

Etage	Types de poutrelles	ELU				ELS			
		$M_{MAX}^{appui} (KN.m)$		$M_{MAX}^{Travée} (KN.m)$	$V_{MAX} (KN)$	$M_{MAX}^{appui} (KN.m)$		$M_{MAX}^{Travée} (KN.m)$	$V_{MAX} (KN)$
		rive	intermédiaire			rive	intermédiaire		
terrasse inaccessible (1)	1	-3.35	-13.39	16.75	19.83	-2.45	-9.81	12.27	14.53
	2	-2.77	-10.75	13.48	17.96	-2.03	-7.8	9.91	13.14
	5	-2.57	0	17.16	15.12	-1.88	0	12.57	11.07
terrasse inaccessible (2)	7	-3.29	0	21.99	17.11	-2.41	0	16.11	12.54
Etage d'habitation	1	-3.11	-12.45	15.84	18.43	-2.25	-8.99	11.43	13.31
	2	-2.57	-10.44	12.34	16.79	-1.86	-7.48	8.93	12.11
	5	-2.39	0	15.94	14.05	-1.72	0	11.51	10.14
Etage service	2	-2.97	-12.65	14.03	19.54	-2.13	-8.95	10.1	13.98
	8	-3.60	0	24.01	18.54	-2.58	0	17.20	13.28
Etage commercial	2	-3.99	-18.15	18.31	26.46	-2.80	-12.65	12.92	18.58
	8	-4.82	0	32.19	24.86	-3.39	0	22.63	17.48

Tableau III.12 : Les sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

- Sollicitation maximales

poutrelles	ELU	ELS
Terrasse 1	$M_{\max}^t = 17.16 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -3.35 \text{ KN.m}$ $M_{\max}^a = -13.39 \text{ KN.m}$ $V_{\max} = 19.83 \text{ KN}$	$M_{\max}^t = 12.57 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -2.45 \text{ KN.m}$ $M_{\max}^a = -9.81 \text{ KN.m}$ $V_{\max} = 14.53 \text{ KN}$
Terrasse 2	$M_{\max}^t = 21.99 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -3.29 \text{ KN.m}$ $V_{\max} = 17.11 \text{ KN}$	$M_{\max}^t = 16.11 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -2.41 \text{ KN.m}$ $V_{\max} = 12.54 \text{ KN}$
Etage d'habitation	$M_{\max}^t = 15.94 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -3.11 \text{ KN.m}$ $M_{\max}^a = -12.45 \text{ KN.m}$ $V_{\max} = 18.43 \text{ KN}$	$M_{\max}^t = 11.51 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -2.25 \text{ KN.m}$ $M_{\max}^a = -8.99 \text{ KN.m}$ $V_{\max} = 13.31 \text{ KN}$
Etage service	$M_{\max}^t = 20.01 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -3.60 \text{ KN.m}$ $M_{\max}^a = -12.55 \text{ KN.m}$ $V_{\max} = 19.54 \text{ KN}$	$M_{\max}^t = 17.20 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -2.58 \text{ KN.m}$ $M_{\max}^a = -8.95 \text{ KN.m}$ $V_{\max} = 13.31 \text{ KN}$
Etage commerce	$M_{\max}^t = 32.19 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -4.82 \text{ KN.m}$ $M_{\max}^a = -18.15 \text{ KN.m}$ $V_{\max} = 26.46 \text{ KN}$	$M_{\max}^t = 22.63 \text{ KN.m}$ $M_{\text{rive}}^a = -3.39 \text{ KN.m}$ $M_{\max}^a = -12.55 \text{ KN.m}$ $V_{\max} = 18.58 \text{ KN}$

Tableau III.13 : Les sollicitations maximales des poutrelles

III.3.4 Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple.

1. Calcul à l'ELU

- **Calcul de la section d'armatures longitudinales**

Plancher terrasse inaccessible(1)

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b * h_0 * f_{bu} * (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 * 0.04 * 14.2 * (0.18 - \frac{0.04}{2}) * 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{\max} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow étude d'une section rectangulaire $b * h$

-En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{MAX}^{travé}}{b * d^2 * f_{bu}} ;$$

$$\mu_{bu} = \frac{17.16 * 10^{-3}}{0.65 * 0.18^2 * 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.057) < (\mu_l = 0.392)$$

Le diagramme passe par le pivot A $\Rightarrow A' = 0$.

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} .$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.073$$

$$Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.073) = 0.17 \text{ m} .$$

$$A^{travé} = \frac{M_{MAX}^{travé}}{f_{st} * Z} \Rightarrow A^{travé} = \frac{17.16 * 10^{-3}}{348 * 0.17} \Rightarrow A^{travé} = 2.90 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.18 * 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2) < A^{travé}$$

On opte pour : $A_s = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$.

-En appuis**- Appuis intermédiaires :**

$$M_a^{\max} = -13.39 \text{ KN.m}$$

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b_0 * h)$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{13.39 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18^2 * 14.2} = 0.290 < \mu_l = 0.392$$

Le diagramme passe par le pivot A $\Rightarrow A' = 0$.

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.44; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.14 \text{ m.}$$

$$A_a^{\text{inteme}} = \frac{M_a^{\text{MAX}}}{f_{st} * Z} \Rightarrow A_a^{\text{inteme}} = \frac{13.39 * 10^{-3}}{348 * 0.14} \Rightarrow A_a^{\text{inteme}} = 2.74 \text{ cm}^2;$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.18 * 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2) < A_a^{\text{inteme}}$$

On opte pour : $A_s = 2\text{HA}12 = 2.76 \text{ cm}^2$.

- Appuis de rive

$$M_a^{\text{rive}} = -3.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3.35 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18^2 * 14.2} = 0.073 < \mu_l = 0.392$$

Le diagramme passe par le pivot A $\Rightarrow A' = 0$.

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.094; \quad Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z = 0.17 \text{ m.}$$

$$A_a^{\text{rive}} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{f_{st} * Z} \Rightarrow A_a^{\text{rive}} = \frac{3.35 * 10^{-3}}{348 * 0.17} \Rightarrow A_a^{\text{rive}} = 0.56 \text{ cm}^2;$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b_0 * d * f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 * 0.1 * 0.18 * 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2) < A_a^{\text{rive}}$$

On opte pour : $A_s = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$.

2. Vérification à l'ELU

a) Cisaillement

$$V^{\text{max}} = 19.83 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_U}{b_0 * d} \Rightarrow \tau_U = \frac{19.83 * 10^{-3}}{0.1 * 0.18} \Rightarrow \tau_u = 1.10 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

b) Calcul des armatures transversales

On adopte un étrier $\emptyset 6$ avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0.57 \text{ cm}^2$

c) L'espace

$$1) S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t * 0.8 * f_e * (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 * (\tau_u - 0.3 * f'_{tj} * K)} \Rightarrow \begin{cases} \text{flexion simple} \\ \text{fissuration peu nuisible} \Rightarrow K=1 \quad (\text{CBA. Art A.5.1.2.3}) \\ \text{pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Flexion simple, cadres droites.)}$$

$$f'_{tj} = \min(f_{ij}; 3.3\text{Mpa})$$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 * 0.8 * 400}{10 * (1.1 - 0.3 * 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 38.80\text{cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 * 10^{-4} * 400}{0.4 * 0.1} \Rightarrow S_t \leq 57\text{cm}$$

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

d) Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)**- Au niveau de l'appui intermédiaire**

$$A_l \geq (V_u + \frac{M_U}{0.9 * d}) * \frac{\gamma_s}{f_e} = (19.83 * 10^3 - \frac{13.39 * 10^6}{0.9 * 180}) * \frac{1.15}{400} = 180.62 \text{ mm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_l)

- Au niveau de l'appui de rive

On a : $M_U = 0\text{KNm}$

$$A_l \geq \frac{V_u * \gamma_s}{f_e} = \frac{19.83 * 10^3 * 1.15}{400} = 57.01\text{mm}^2 \Rightarrow A_l = 1.13\text{cm}^2 \geq 0.57\text{cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

e) Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u * \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 * b * d * h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{19.83 * 10^3 * \left(\frac{650-100}{2}\right)}{0.9 * 650 * 180 * 40}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.29\text{MPa} < \tau_u = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

3. Vérification à l'ELS**a. Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable, donc pas de vérifications à faire.

b. . Etat limite de compression du béton :

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

–En travée :

$$M_t^{\max} = 12.57 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b * \frac{h_0^2}{2} - 15 * A * (d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 * \frac{0.04^2}{2} - 15 * 3.05 * 10^{-4} * (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -1.20 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en Tê)

Position de l'axe neutre y :

$$b_0 * y^2 + [2 * (b - b_0) * h_0 + 30 * A] * y - [(b - b_0) * h_0^2 + 30 * d * A] = 0$$

$$10 * y^2 + [2 * (65 - 10) * 4 + 30 * 3.05] * y - [(65 - 10) * 4^2 + 30 * 18 * 3.05] = 0$$

$$10y^2 + 531.5y - 2527 = 0 \dots \dots \dots (1) \text{ Solution d'équation : } y = 4.39 \text{ cm}$$

• **Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b * y^3}{3} + (b - b_0) * \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) * h_0 * \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 * A * (d - y)^2$$

$$I = \frac{65 * 4.39^3}{3} + (65 - 10) * \frac{4^3}{12} + (65 - 10) * 4 * \left(4.39 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 * 3.05 * (18 - 4.39)^2 \Rightarrow I = 11857.46 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{12.57 * 10^{-3}}{11857.46 * 10^{-8}} * 0.0439 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.65 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ C'est vérifié

- **Aux appuis intermédiaires**

$$M_{ser} = -9.81 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b * \frac{h_0^2}{2} - 15 * A * (d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 * \frac{0.04^2}{2} - 15 * 2.76 * 10^{-4} * (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -5.96 * 10^{-5}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en Tê)

Position de l'axe neutre y :

$$b_0 * y^2 + [2 * (b - b_0) * h_0 + 30 * A] * y - [(b - b_0) * h_0^2 + 30 * d * A] = 0$$

$$10 * y^2 + [2 * (65 - 10) * 4 + 30 * 2.76] * y - [(65 - 10) * 4^2 + 30 * 18 * 2.76] = 0$$

$$5y^2 + 261.4y - 465.2 = 0 \dots\dots\dots(1) \text{ Solution d'équation : } y = 1.72 \text{ cm}$$

• **Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b_0 * y^3}{3} + (b - b_0) * \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) * h_0 * \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 * A * (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 * 4.39^3}{3} + (65 - 10) * \frac{4^3}{12} + (65 - 10) * 4 * \left(1.72 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 * 2.76 * (18 - 1.72)^2 \Rightarrow I = 11565.18 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.81 * 10^{-3}}{11565.18 * 10^{-8}} * 0.0172 \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.45 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié

c. Etat limite de déformation

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

- **Evaluation de la flèche**

On passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16};$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0};$$

CBA (Article B 6.5.1)

$$\frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{518} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ non vérifié, donc on doit faire une vérification de

la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{1000} + 0.5 \right) = \frac{518}{1000} + 0.5 = 1.018 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

$$M_{jser} = 0.75 * \frac{q_{jser} * l^2}{8} \quad ; \quad M_{gser} = 0.75 * \frac{q_{gser} * l^2}{8} \quad ; \quad M_{pser} = 0.75 * \frac{q_{pser} * l^2}{8}$$

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre : $y = 4.39 \text{ cm}$.

Calcul du moment d'inertie de la section homogène:

$$B_0 = (b * h) + 15 * A = (65 * 20) + (15 * 3.05) = 1345.75$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} * \left(\frac{b * h^2}{2} + 15 * A_s * d \right) = \frac{1}{1345.75} * \left(\frac{65 * 20^2}{2} + 15 * 3.05 * 18 \right) = 10.27$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.27 = 9.72$$

$$I_0 = \frac{b}{3} * (V_1^3 + V_2^3) + 15 * A_s * (d - V_1)^2 = \frac{65}{3} * (10.27^3 + 9.72^3) + 15 * 3.05 * (18 - 10.27)^2 = 43720.27 \text{ cm}^4$$

$\Rightarrow I_0 = 43720.27 \text{ cm}^4$ (I_0 est le moment d'inertie de la section totale)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 * d} \Rightarrow \rho = \frac{3.05}{10 * 18} \Rightarrow \rho = 0.017$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} \quad \dots \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 * \lambda_i \quad \dots \quad \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

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

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{jser}}{A_s * (d - \frac{y}{2})} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser}}{A_s * (d - \frac{y}{2})} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{pser}}{A_s * (d - \frac{y}{2})}$$

- **Inerties fictives (I_f)**

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

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$If_{ij} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g}$$

- **Evaluation des flèches**

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

$$q_{jser} = 0.65 * G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 * 2.85 = 1.81 \text{KN} / m$$

$$q_{gser} = 0.65 * G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 * 6.49 = 4.21 \text{KN} / m$$

$$q_{pser} = 0.65 * (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 * (6.49 + 1) \Rightarrow q_{pser} = 4.86 \text{KN} / m$$

$$M_{jser} = 0.75 * \frac{q_{jser} * l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 * \frac{1.81 * 5.18^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 4.55 \text{KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 * \frac{q_{gser} * l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 * \frac{4.21 * 5.18^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 10.59 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 * \frac{q_{pser} * l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 * \frac{4.86 * 5.18^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 12.22 \text{KN.m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * 2.1}{(2 + 3 * \frac{0.1}{0.65}) * 0.017} \Rightarrow \lambda_i = 2.5$$

$$\lambda_v = 0.4 * 2.5 \Rightarrow \lambda_v = 1$$

$$\sigma_{sj} = \frac{4.55 * 10^{-3}}{3.05 * (18 - \frac{4.39}{2}) * 10^{-6}} = 94.38 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{10.59 * 10^{-3}}{3.05 * (18 - \frac{4.39}{2}) * 10^{-6}} = 219.68 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{12.22 * 10^{-3}}{3.05 * (18 - \frac{4.39}{2}) * 10^{-6}} = 253.49 \text{MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.017 * 94.38 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.56$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.017 * 219.68 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.78$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.017 * 253.49 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.80$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 * 43720.27}{1 + (2.5 * 0.56)} \Rightarrow If_{ij} = 20038.45 \text{cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 * 43720.27}{1 + (2.5 * 0.78)} \Rightarrow I_{ig} = 16302.47 \text{cm}^4$$

$$I_{iP} = \frac{1.1 * 43720.27}{1 + (2.5 * 0.8)} \Rightarrow I_{iP} = 16030.76 \text{cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 * 43720.27}{1 + (1 * 0.78)} \Rightarrow I_{vg} = 27018.14 \text{cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.55 * 10^{-3} * 5.18^2}{10 * 32164.2 * 20038.45 * 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0018 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{10.59 * 10^{-3} * 5.18^2}{10 * 32164.2 * 16302.47 * 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0054 \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{12.22 * 10^{-3} * 5.18^2}{10 * 32164.2 * 16030.76 * 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0063 \text{m}$$

$$f_{vg} = \frac{10.59 * 10^{-3} * 5.18^2}{10 * 10721.4 * 27018.14 * 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.0098 \text{m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0098 - 0.0018 + 0.0063 - 0.0054 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0089 \text{m}$$

$$\Delta f = 0.89 \text{cm} \leq f_{adm} = 1.018 \text{cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

4. Le résumée des ferrailages de toutes les poutrelles

		M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adopte}(\text{cm}^2)$
Terrasse (1)	travée	17.16	0.057	0.073	0.17	2.90	1.41	2HA12+1HA10=3.05
	Appui inter	13.39	0.29	0.44	0.14	2.74	0.21	2HA12=2.76
	Appui de rive	-3.35	0.073	0.094	0.17	0.56	0.21	1HA12=1.13
Terrasse (2)	travée	21.99	0.073	0.095	0.17	3.65	1.41	3HA12=3.39
	Appui inter	-3.29	0.071	0.093	0.17	0.54	0.21	1HA12=1.13
	Appui de rive	-3.29	0.071	0.093	0.17	0.54	0.21	1HA12=1.13
Etage d'habitation	travée	15.94	0.053	0.068	0.17	2.61	1.41	2HA12+1HA10=3.05
	Appui inter	-12.45	0.27	0.40	0.15	2.37	0.21	2HA12=2.76
	Appui de rive	-3.11	0.067	0.087	0.17	0.51	0.21	1HA12=1.13
Etage Service	travée	24.01	0.080	0.105	0.17	4	1.41	2HA14+1HA12=4.21
	Appui inter	-12.65	0.27	0.41	0.15	2.42	0.21	2HA12=2.76
	Appui de rive	-3.60	0.078	0.10	0.17	0.59	0.21	1HA12=1.13

Etage commerce	travée	32.19	0.10	0.14	0.16	5.45	1.41	3HA14=4.02
	Appui inter	-18.15	0.395	0.66	0.13	3.94	0.21	2HA16=2.76
	Appui de rive	-4.82	0.10	0.14	0.17	0.81	0.21	1HA12=1.13

Tableau III.14 : Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

5. Vérifications des contraintes à E.L.S

- Etat limite de compression de béton

Plancher	En travée				En appui				Obser
	Mt KN.m	y (cm)	I(cm ⁴)	σ (Mpa)	Mt(KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ (Mpa)	
Terrasse(1)	12.57	4.39	11857.46	4.65	9.81	1.72	11565.18	1.45	Vérifiée
Terrasse(2)	16.11	4.60	11235.61	6.59	2.41	5.31	2407.34	7.25	Vérifiée
Habitation	11.51	4.39	10306.37	4.90	8.99	1.72	10900	1.42	Vérifiée
service	17.20	5.10	11706.29	7.49	8.95	1.62	10900	1.41	Vérifiée
commerce	22.63	3.69	11770.73	4.71	12.65	4.99	12880.71	4.90	Vérifiée

Tableau III.15 : Vérification des états limites de compression du béton.

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

Planchers	Terrasse(1)	Terrasse(2)	habitation	service	commerce
q_{jser} (KN/m)	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81
q_{gser} (KN/m)	4.21	4.21	3.50	3.50	3.50
q_{pser} (KN/m)	4.86	4.86	4.47	5.12	6.75
M_{jser} (KN.m)	4.55	4.48	4.55	4.55	4.55
M_{gser} (KN.m)	10.59	10.42	8.80	8.80	8.80
M_{pser} (KN.m)	12.22	12.03	11.24	12.87	16.97
I_0 (Cm ⁴)	43720.27	46465.22	46161.79	47187.70	48221.78
ρ	0.017	0.018	0.017	0.023	0.030
λ_v	1	0.94	1	0.74	0.56
λ_i	2.50	2.36	2.51	1.85	1.42
σ_{sj} (Mpa)	94.38	84.17	94.38	69.95	52.06
σ_{sg} (Mpa)	219.68	195.78	182.55	135.29	100.68
σ_{sp} (Mpa)	253.49	226.03	233.17	197.86	194.16

μ_j	0.56	0.54	0.56	0.56	0.55
μ_g	0.78	0.77	0.74	0.74	0.74
μ_p	0.80	0.80	0.79	0.81	0.85
$I_{f_{ij}} (Cm^4)$	20038.45	22472.62	21108.23	25494.33	29783.24
$I_{f_{ig}} (Cm^4)$	16302.47	18142.74	17770.69	21910.71	24034.40
$I_{f_{ip}} (Cm^4)$	16030.76	17697.97	17023.02	20775.05	25865
$I_{f_{vg}} (Cm^4)$	27018.14	29650.52	29182.74	33539.97	35940.59
$f_{ji} (m)$	0.0018	0.0016	0.0017	0.0014	0.0012
$f_{gi} (m)$	0.0054	0.0047	0.0041	0.0033	0.0030
$f_{pi} (m)$	0.0063	0.0055	0.0055	0.0051	0.0054
$f_{gv} (m)$	0.0098	0.0086	0.0075	0.0065	0.0061
$\Delta f (m)$	0.0089	0.0078	0.0072	0.0069	0.0073
$f_{adm} (m)$	0.01018	0.01014	0.01018	0.01018	0.01018

Tableau III.16 : Vérification des états limites de déformation

6. Schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse(1)			

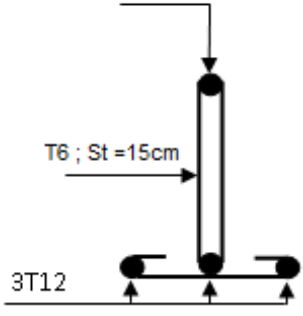
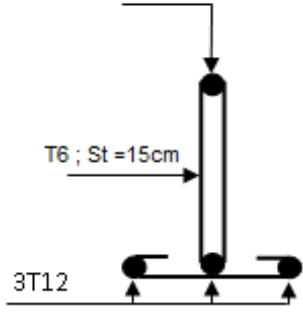
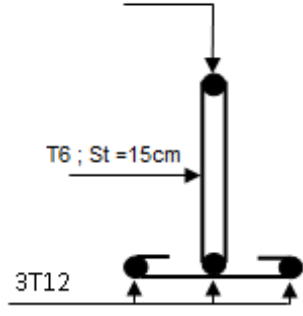
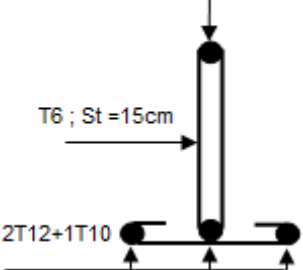
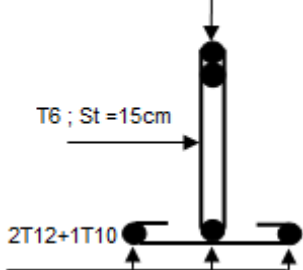
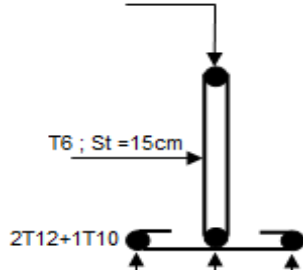
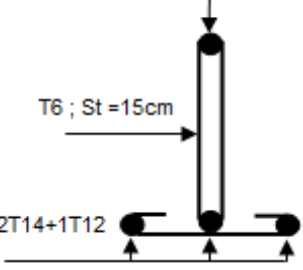
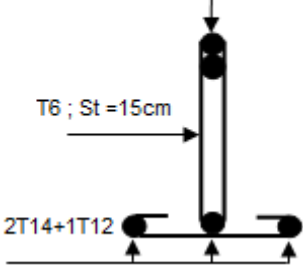
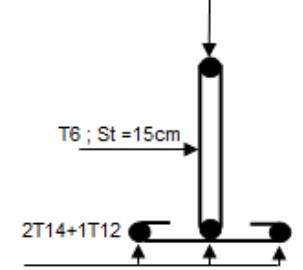
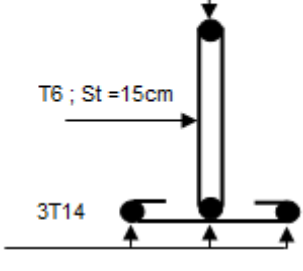
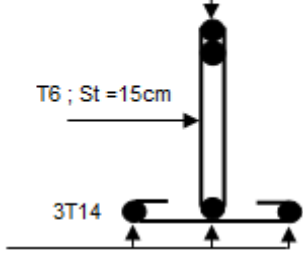
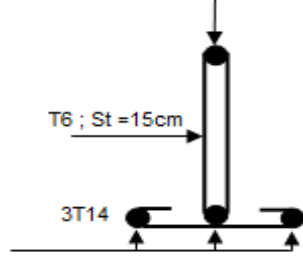
<p>Terrasse (2)</p>	<p>1T10</p> 	<p>1T10</p> 	<p>1T10</p> 
<p>Habitation</p>	<p>1T12</p> 	<p>2T12</p> 	<p>1T12</p> 
<p>Service</p>	<p>1T12</p> 	<p>2T12</p> 	<p>1T12</p> 
<p>Commerce</p>	<p>1T16</p> 	<p>2T16</p> 	<p>1T16</p> 

Tableau III.17 : Le schéma de ferrillage des poutrelles

III.4 Ferrailage de la dalle de compression

On utilise un treillis soudé HA de nuance $f_e = 400 \text{ MPA}$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot b}{f_e} = \frac{4 \cdot 0.65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{CBA93 (Article B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : $5\text{HA}6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$...Vérifiée.

On choisit : $3\text{HA}6/\text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$...Vérifiée.

Schéma de ferrailage

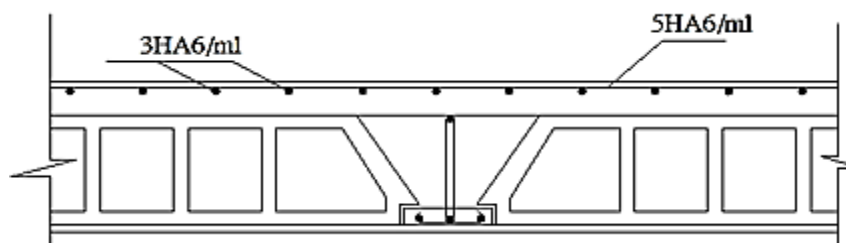


Figure III .4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.5 Etude des dalles pleines

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

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \begin{array}{l} \text{Si } \rho \leq 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens} \\ \text{Si } \rho > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant deux sens} \end{array}$$

III.5.1 Dalles pleines sur trois appuis

1. Méthode de calcul

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_y \geq \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \cdot l_x^2}{8} \left(l_y - \frac{l_x}{2} \right) + \frac{P \cdot l_x^3}{48} \\ M_y = \frac{P \cdot l_x^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_y \leq \frac{l_x}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \frac{P \cdot l_y^3}{6} \\ M_y = \frac{P \cdot l_y^2 \cdot l_x}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot l_y^3}{3} \end{cases}$$

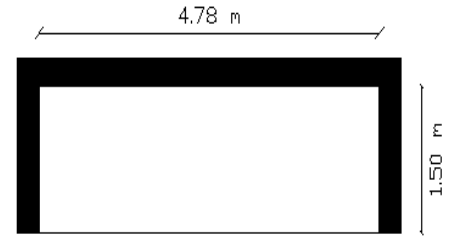


Figure III .5 : Dalle sur trois appuis

2. Calcul des sollicitations

$$L_x = 1.50 \text{ m}$$

$$L_y = 4.78 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{4.78} = 0.31 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon un seul sens}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4.78}{2} = 2.39 \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = p \cdot \frac{L_x^2}{2} \cdot L_y - \frac{2}{3} \cdot p \cdot L_x^3 \\ M_{0y} = p \cdot \frac{L_x^3}{6} \end{cases}$$

$$\text{On a : } G = 5.09 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 12.12 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 8.59 \text{ KN/m}^2$$

3. Calcul à l'ELU

$$\begin{cases} M_{0x} = 12.12 \cdot \frac{1.5^2}{2} \cdot 4.78 - \frac{2}{3} \cdot 12.12 \cdot 1.5^3 = 37.9 \text{ KN/m} \\ M_{0y} = 12.12 \cdot \frac{1.5^3}{6} = 6.81 \text{ KN/m} \end{cases}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 \cdot M_{0x} = 32.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \cdot M_{0y} = 5.78 \text{ KN.m}$$

En appui

$$M_{ax}=M_{ay}=-0.3*M_{0x}= -11.37\text{KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u * L_x}{2} = 9.09\text{KN}$$

- **Calcul du ferrailage :**

Les résultats de ferrillages sont résumés dans le tableau suivant:

Zone	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{scal}(cm^2)$	$A_s\text{adopté}(cm^2)$
Travée	x-x	32.1	0.170	0.23	0.10	9.22	6HA14=9.24
	y-y	5.78	0.041	0.053	0.096	1.73	4HA8=2.01
Appui	x-x	11.37	0.062	0.080	0.109	2.99	5HA10=3.95
	y-y	11.37	0.062	0.080	0.109	2.99	5HA10=3.95

Tableau III.18 : détermination des sections d'acier en travée et aux appuis.

- **Espacement :****Sens x-x :**

$$S_t \leq \min(3 * e ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}$$

En travée :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm on adopte } S_t = 17 \text{ cm}$$

En appuis :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm on adopte } S_t = 25 \text{ cm}$$

Sens y-y:

$$S_t \leq \min(4 * e ; 45 \text{ cm}) = 45\text{cm}$$

En travée :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

En appuis :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :****Sens x-x :**

$$A_{x\min} = \rho_0 . b . e = 0.0008 * 1 * 0.14 = 1.12\text{cm}^2 \quad \text{c'est vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_{y\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0,0008 * 1 * 0,14 = 1.12 \text{cm}^2 \quad \text{c'est vérifiée.}$$

Au niveau des appuis :

$$A_{a\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 0,0008 * 1 * 0,14 = 1.12 \text{cm}^2 \quad \text{c'est vérifiée.}$$

- Vérification au cisaillement

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b * d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{9.09 * 10^{-3}}{1 * 0.113} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.08 \text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

4. Vérifications l'E.L.S**- Etat limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = M_{\text{ser}} * \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \rho = 0.31$$

$$\begin{cases} M_{0x} = p_s * \frac{L_x^2}{2} * L_y - \frac{2}{3} * p_s * L_x^3 \Rightarrow M_{0x} = 26.86 \text{KN.m} \\ M_{0y} = p_s * \frac{L_x^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 4.83 \text{KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 22.83 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 4.10 \text{KN.m}$$

En appui

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.3 M_{0x} = -8.05 \text{KN.m}$$

Sens x-x :

$$A_x = 9.24 \text{cm}^2, \quad b = 100 \text{cm}, \quad d = 11.3 \text{cm}.$$

$$\frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \Rightarrow y = 4.32 \text{cm}$$

$$I = b * \frac{y^3}{3} + 15 * A * (d - y)^2 \Rightarrow I = 6779.52 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{\text{tser}}^x * \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14.54 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa}$$

Sens y-y

$$A_y = 2.01 \text{cm}^4; \quad b = 100 \text{cm}; \quad d = 9.9 \text{cm}; \quad y = 2.16 \text{cm}; \quad I = 1809.57 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.89 \leq 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

- Etat limite de déformation**Sens x-x**

$$\frac{h}{l_x} = \frac{14}{150} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérfifié.}$$

$$\frac{h}{l_x} = 0.093 > \frac{M_x^t}{10 * M_{0x}} = \frac{22.83}{10 * 26.86} = 0.084 \dots\dots\dots \text{Vérfifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV,10)}$$

$$\frac{A_s}{b * d} = \frac{9.24}{100 * 11.30} = 0.008 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérfifié}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens Y-Y

$$\frac{h}{l_x} = \frac{14}{478} = 0.029 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = 0.0017$$

$$y = 2.16 \text{ cm, } I = 1809.57 \text{ cm}^4; \rho = 0.0017 \quad \lambda_i = 12.53; \quad \lambda_v = 5.01$$

$q_j(\text{KN/ml})$	$M^{jser}(\text{KN.m})$	$\sigma_j(\text{MPa})$	μ_j	$I_{f_j}(\text{cm}^4)$	$f_{ji}(\text{m})$
3.5	7.49	333.08	0.15	9023.25	0.0058
$q_g(\text{KN/ml})$	$M^{gser}(\text{KN.m})$	$\sigma_g(\text{MPa})$	μ_g	$I_{f_g}(\text{cm}^4)$	$f_{gi}(\text{m})$
5.09	10.90	484.39	0.31	5319.58	0.014
$q_p(\text{KN/ml})$	$M^{pser}(\text{KN.m})$	$\sigma_p(\text{MPa})$	μ_p	$I_{f_p}(\text{cm}^4)$	$f_{pi}(\text{m})$
8.59	18.40	817.47	0.51	3515.75	0.037
$q_g(\text{KN/ml})$	$M^{gser}(\text{KN.m})$	$\sigma_{gv}(\text{MPa})$	μ_g	$I_{f_{gv}}(\text{cm}^4)$	$f_{gv}(\text{m})$
5.09	10.90	484.39	0.31	10176.82	0.022

Tableau III.19 : Calcul de la flèche de la dalle sur trois appuis (Y-Y)

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 39.51 \text{ mm} \\ f_{adm} &= \frac{1}{500} = \frac{478}{500} = 9.56 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t > f_{adm}$$

La flèche n'est pas vérifiée, donc on adopte pour la dalle une épaisseur $e=16$ cm et pour la section des armatures $A_y=5\text{HA}14=7.70 \text{ cm}^2$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = 0.0077$$

$$y = 3.76\text{cm}, I = 4372.02 \text{ cm}^4; \rho = 0.0077 \quad \lambda_i = 2.72; \quad \lambda_v = 1.08$$

$q_j(\text{KN/ml})$	$M^{jser}(\text{KN.m})$	$\sigma_j(\text{MPa})$	μ_j	$I_{f_j}(\text{cm}^4)$	$f_{ji}(\text{m})$
3.5	7.49	121.28	0.37	20993.05	0.003
$q_g(\text{KN/ml})$	$M^{gser}(\text{KN.m})$	$\sigma_g(\text{MPa})$	μ_g	$I_{f_g}(\text{cm}^4)$	$f_{gi}(\text{m})$
5.09	10.90	176.5	0.51	17644.30	0.005
$q_p(\text{KN/ml})$	$M^{pser}(\text{KN.m})$	$\sigma_p(\text{MPa})$	μ_p	$I_{f_p}(\text{cm}^4)$	$f_{pi}(\text{m})$
8.59	18.40	297.95	0.67	14923.63	0.0084
$q_g(\text{KN/ml})$	$M^{gser}(\text{KN.m})$	$\sigma_{gv}(\text{MPa})$	μ_g	$I_{f_{gv}}(\text{cm}^4)$	$f_{gv}(\text{m})$
5.09	10.90	176.5	0.51	27160.47	0.0085

Tableau III.20 : Calcul de la flèche de la dalle sur trois appuis (Y-Y)

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 8.9\text{mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{478}{500} = 9.56\text{mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

5. Schéma de ferrailage

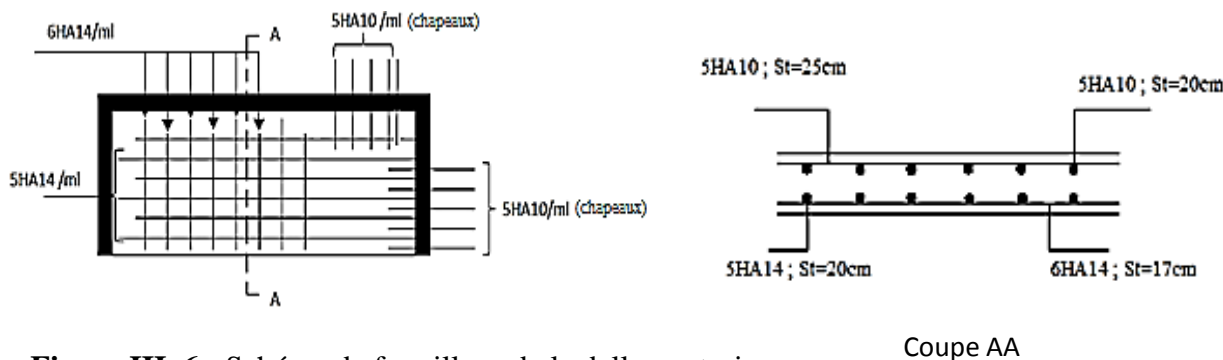


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois

III.5.2 Dalle pleine sur quatre appuis

1. Evaluation des charges

$$G = 5.09\text{KN/m}^2, \quad Q = 1.5\text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 9.12\text{KN/m}$$

$$\text{A l'ELS} : P_S = G + Q = 6.59\text{KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{621}{656} = 0.94 \Rightarrow \rho > 0.4$$

La dalle travail selon deux sens L_x et L_y .

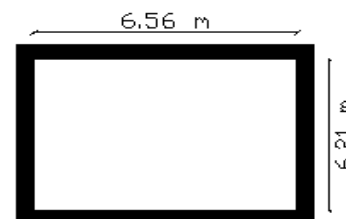


Figure III.7 : Dalle sur quatre appuis

- Calcul à l'ELU

$$\nu = 0 \text{ et } \rho = 0.94$$

Calcul des moments : on tire les valeurs de μ_x et μ_y à partir de l'annexe 1.

$$\nu = 0 \text{ et } \rho = 0.59$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_u = 14.73 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 12.76 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{BAEL (Annexe 1)}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur, $h = 14\text{cm}$ (Epaisseur de la dalle)

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 14.73 = 12.52 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 0.85 * 12.76 = 10.84 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 * M_{ox} = 0.3 * 14.73 = 4.41 \text{KN.m} \\ M_y^a = 0.3 * M_{ox} = 0.3 * 14.73 = 4.41 \text{KN.m} \end{cases}$$

2. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b * h) = (1 * 0.14) \text{m}^2$.

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} (=1.4\text{cm})$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{scal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_s \text{ adopté}(\text{cm}^2)$
Travée	x-x	12.52	0.069	0.089	0.10	3.30	1.15	4HA10=3.16
	y-y	10.84	0.078	0.10	0.09	3.28	1.19	4HA10=3.16
Appuis	x-x	4.41	0.024	0.03	0.11	1.30	1.15	4HA8=2.01
	y-y							

Tableau III.21 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

3. Espacement des armatures

- Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3 \cdot e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4 \cdot e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$, On opte: $S_t = 25 \text{ cm}$ pour les deux sens.

4. Vérification à l'ELU

- Cisaillement

$$V_{\max} = \frac{P_u \cdot L_y}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{9.12 \cdot 6.56}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{0.94}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 20.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{20.34 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.16 \text{ MPa} < 0.05 \cdot f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{ vérifiée}$$

5. Vérification à l'ELS

- État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.2 \text{ et } \rho = 0.94$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x \Rightarrow M_x = 0.0491 \cdot 6.59 \cdot 6.21^2 = 12.47 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_y = 0.9087 \cdot 12.47 = 11.33 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

Moments en travées

$$M_t^x = 0.85 \cdot M_x \Rightarrow M_t^x = 10.59 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \cdot M_y \Rightarrow M_t^y = 9.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_a^x = -0.3 \cdot M_x \Rightarrow M_a^x = -3.74 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \cdot y}{I}; \text{ tel que } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

$$\text{Selon } L_x: M_t^x = 10.59 \text{ KN.m}, A = 3.16 \text{ cm}^2; dx = 11.3 \text{ cm}; Y = 2.83 \text{ cm}; I = 4533.77 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.61 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Selon } L_y: M_t^y = 9.63 \text{ KN.m}, A = 3.16 \text{ cm}^2; Y = 2.62 \text{ cm}; I = 3411.36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.39 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \quad \text{Vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation****Sens X-X**

$$\frac{h}{l_x} = \frac{14}{621} = 0.022 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Non vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$\frac{h}{l_y} = \frac{14}{656} = 0.021 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Non vérifiée.}$$

Donc, la vérification de la flèche selon les deux sens x-x et y-y est nécessaire.

- **Vérification de la flèche****Sens X-X**

$$A_x = 3.16 \text{ cm}^2 ; e = 14 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = 64.57 \text{ mm} \\ f_{gq} = 83.91 \text{ mm} \\ \Delta_f = 61.50 > f_{adm} = 11.21 \text{ mm} \end{array} \right.$$

La flèche n'est pas vérifiée, donc on adopte pour la dalle une épaisseur $e = 18 \text{ cm}$ et pour la section des armatures $A_x = 5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

$q_j (\text{KN/ml})$	$M^{jser} (\text{KN.m})$	$\sigma_j (\text{MPa})$	μ_j	$I_f_j (\text{cm}^4)$	$f_{ji} (\text{m})$
3.5	12.65	89.08	0.15	40611.25	0.004
$q_g (\text{KN/ml})$	$M^{gser} (\text{KN.m})$	$\sigma_g (\text{MPa})$	μ_g	$I_f_g (\text{cm}^4)$	$f_{gi} (\text{m})$
5.09	18.40	129.55	0.31	29948.65	0.0079
$q_p (\text{KN/ml})$	$M^{pser} (\text{KN.m})$	$\sigma_p (\text{MPa})$	μ_p	$I_f_p (\text{cm}^4)$	$f_{pi} (\text{m})$
6.59	23.82	167.73	0.41	25726.97	0.009
$q_g (\text{KN/ml})$	$M^{gser} (\text{KN.m})$	$\sigma_{gv} (\text{MPa})$	μ_g	$I_f_{gv} (\text{cm}^4)$	$f_{gv} (\text{m})$
5.09	18.40	129.55	0.31	43161.86	0.013

Tableau III.22 : calcul de la flèche de la dalle sur quatre appuis (X-X)

$$\left. \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 10.1 \text{ mm} \\ f_{adm} = \frac{1}{1000} + 0.5 = \frac{621}{1000} + 0.5 = 11.21 \text{ mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$A_x = 3.16 \text{ cm}^2 ; e = 14 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = 78.15\text{mm} \\ f_{gq} = 108.46\text{mm} \\ \Delta_f = 78.15\text{mm} > f_{adm} = 11.56\text{mm} \end{array} \right.$$

La flèche n'est pas vérifiée, donc on adopte pour la dalle une épaisseur $e=18$ cm et pour la section des armatures $A_y=6\text{HA}16=12.06$ cm²

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

qj(KN/ml)	M ^{jser} (KN.m)	σ_j (MPa)	μ_j	I_f_j (cm ⁴)	f_{ji} (m)
3.5	14.12	83.65	0.2	40051.57	0.0050
q _g (KN/ml)	M ^{gser} (KN.m)	σ_g (MPa)	μ_g	I_f_g (cm ⁴)	f_{gi} (m)
5.09	20.53	121.65	0.362	31061.35	0.0089
q _p (KN/ml)	M ^{pser} (KN.m)	σ_p (MPa)	μ_p	I_f_p (cm ⁴)	f_{pi} (m)
6.59	26.58	157.51	0.46	27347.84	0.01
q _g (KN/ml)	M ^{gser} (KN.m)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	I_f_{gv} (cm ⁴)	f_{gv} (m)
5.09	20.53	121.65	0.362	44456.67	0.014

Tableau III.23: calcul de la flèche de la dalle sur quatre appuis (Y-Y)

$$\left. \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 10.10\text{mm} \\ f_{adm} = \frac{1}{1000} + 0.5 = \frac{656}{1000} + 0.5 = 11.56\text{mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

6. Schéma de ferrailage

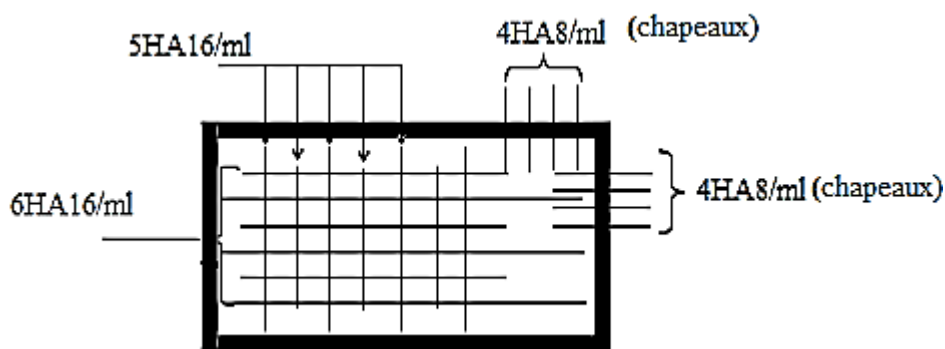


Figure III .8 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis

III.5.3 Dalle sur deux appuis

$L_x = 0.70 \text{ m}$; $l_y = 5.63 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{0.70}{5.63} = 0.12 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon un seul sens (comme une console).}$$

1. Evaluation des charges

$G = 5.09 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$;

$P_u = 1.35 * G + 1.5 * Q = 12.12 \text{ KN/ml}$

$P_s = G + Q = 8.59 \text{ KN/ml}$

$P = 1 \text{ KN/m}$ (la charges concentrée due au poids propre du garde-corps).

$P_u = 1.35 * 1 = 1.35 \text{ KN/ml}$

2. Les sollicitations

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{8} + P_u * l \Rightarrow M_u = \frac{12.12 * 0.70^2}{8} + 1.35 * 0.70$$

$M_u = 3.91 \text{ KN/ml}$

$$V_u = q_u * l + P_u \Rightarrow V_u = 12.12 * 0.7 + 1.35$$

$V_u = 9.83 \text{ KN}$

3. Ferrailages

Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 14 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$, $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

$M_u (\text{KN/ml})$	μ_{bu}	α	$Z (\text{m})$	$A_{cal} (\text{cm}^2/\text{ml})$
3.91	0.019	0.023	0.12	0.93

Tableau III.24 : Le ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 * 1 * 0.12 * 2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 > A_{cal} \text{ on adopte: } A = 5 \text{ HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armature secondaire

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} \Rightarrow A_r = 0.627 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

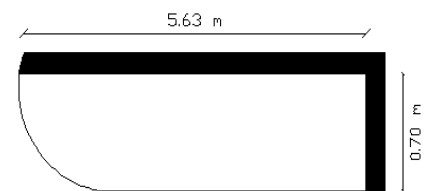


Figure II.9 : Dalle sur deux appuis

- **Calcul de l'espacement des armatures**

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(3 \cdot e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$$

Donc : On adopte: $S_t=20\text{cm}$

Armatures secondaires :

$$S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}). \text{ Donc } S_t \leq 45\text{cm} ; \text{ On opte : } S_t=25\text{cm}$$

4. Vérification

- **ELU**

- **L'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{9.83 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12} \Rightarrow \tau_u = 0.082\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.082\text{MPa} < 0.05f_{c28} = 1.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **ELS**

État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + P_s \cdot l = \frac{8.59 \cdot 0.7^2}{2} + 0.7 \cdot 1$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 2.80 \text{ KN.m}$$

Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 37.65y - 451.8 = 0$$

On trouve : $y = 2.65\text{cm}$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \cdot 2.65^3 + 15 \cdot 2.51 \cdot (12 - 2.65)^2$$

$$\Rightarrow I = 3911.77 \text{ cm}^4$$

Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2.80 \cdot 10^{-3} \cdot 0,0265}{3911.77} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.89\text{MPa}$$

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

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) < \bar{\sigma}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma = 15 * \frac{2.80 * 10^{-3}}{3911.17 * 10^{-8}} * (0.12 - 0.0265) = 100.38 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \sigma = 100.38 \text{ Mpa} < \bar{\sigma} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \text{vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} = \frac{14}{70} = 0.2 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{h}{l_x} = 0.2 > \frac{M_x^t}{10 * M_{0x}} = \frac{2.80}{10 * 2.80} = 0.1 \dots\dots\dots \text{Vérifié.} \quad \text{BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$\frac{A_s}{b * d} = \frac{2.53 * 10^{-4}}{1 * 0.12} = 0.0021 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

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

5. Schéma de ferrailage

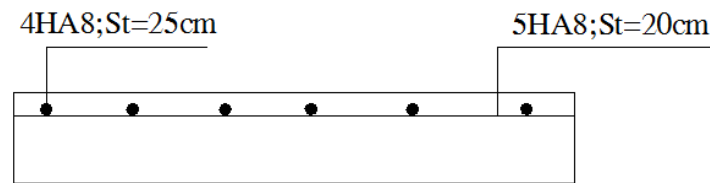


Figure III .10 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

III.6 Etude de l'acrotère

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

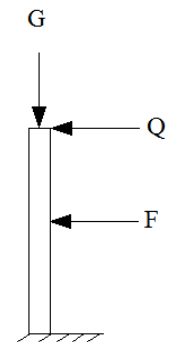


Figure III .11 : coupe de l'acrotère

III.6.1 Hypothèse de calcul

- Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est considérée nuisible.

III.6.2 Evaluation des charges

$$\text{Surface : } S = (0.6*0.1+0.08*0.1+0.5*0.02*0.1)=0.069\text{m}^2$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25*0.069*1\text{m} \Rightarrow G_1 = 1.725\text{KN}$$

$$\text{Poids d'enduit extérieur (ciment: } e = 2\text{cm) : } G_2 = 0.4\text{KN}$$

$$\text{Poids d'enduit intérieur (ciment: } e = 1.5\text{cm) : } G_3 = 0.3\text{KN}$$

$$\text{Le poids total : } W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.42\text{N}$$

- La charge due à la main courante : $Q=1\text{KN}$
- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

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

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

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4*0.15*0.8*2.42 \Rightarrow F_p = 1.16\text{KN}.$$

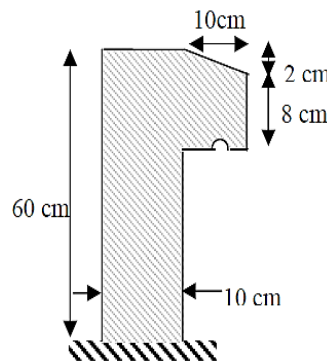


Figure III .12 : Schéma statique de l'acrotère

III.6.3 Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i * A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = \frac{(60*10)*5 + (8*10)*15 + (10*13.33)}{600 + 80 + 10} = 6.28\text{cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum Y_i * A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = \frac{(60*10)*30 + (8*10)*54 + 10*(58.66)}{600 + 80 + 10} = 33.19\text{cm}$$

$$\text{L'acrotère est soumis à : } \begin{cases} N_G = 2.42 \text{ KN} \\ M_Q = Q * h \Rightarrow M_Q = 1 * 0.60 \Rightarrow M_Q = 0.60 \text{ KN.m} \\ M_{F_p} = F_p * Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.16 * 0.3319 \Rightarrow M_{F_p} = 0.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.42	3.26	2.42
(M KN.m)	0.98	0.9	0.6

Tableau III.25 : Combinaison d'action de l'acrotère.

III.6.4 Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0.9}{3.26} = 0.27 \text{ m}; \quad \frac{h}{6} = \frac{0.60}{6} = 0.1 \text{ m}$$

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

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

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

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = 2 \text{ cm}; \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{BAEL91 Article A.4.3.5})$$

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

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

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

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

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc : } e_2 = \frac{3 * 1.2^2 * (2 + 0)}{10000 * 0.1} = 0.00864 \text{ m}$$

$$e = e_a + e_1 + e_2 \Rightarrow e = 0.2986 \text{ m}$$

III.6.5 Ferrailage de la section

$N_u = 3.26 \text{ KN}$; $M_u = N_u * e = 3.26 * 0.2986 \Rightarrow M_u = 0.97 \text{ KN.m}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $f_{st} = 348 \text{ MPa}$
 $h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$M_{uA} = M_u + N_u * \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.97 + 3.26 * \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.067 \text{ KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.067 * 10^{-3}}{1 * 0.08^2 * 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.011) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.014 ; \quad Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z * f_{st}} = \frac{1.067 * 10^{-3}}{0.079 * 348} \Rightarrow A_1 = 0.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.38 * 10^{-4} - \frac{3.26 * 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.28 \text{ cm}^2$$

III.6.6 Vérification à l'E.L.U

- **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 * 1 * 0.08 * \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 * f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.16 + 1 \Rightarrow V_u = 2.16 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.16 * 10^{-3}}{1 * 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.027 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Pas de risque de}$$

rupture par cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence :** $\zeta_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i}$ BAEL 91(Article. A.6.1, 3)

$\Sigma\mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma\mu_i = n \cdot \pi \cdot \Phi \Rightarrow \Sigma\mu_i = 4 \cdot 3.14 \cdot 8 \Rightarrow \Sigma\mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{se} = \frac{2.16 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.08 \cdot 100.48 \cdot 10^{-3}} \Rightarrow \zeta_{es} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement tel que $\Psi_s = 1.5$ pour les HA.

$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

III.6.7 Vérification à l'ELS

$d = 0.08 \text{ m}$; $N_{ser} = 2.42 \text{ KN}$; $M_{ser} = Q \cdot h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HA.

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \cdot Y}{\mu_t}; \quad \sigma_s = \frac{15 \cdot N_{ser} \cdot (d - y)}{\mu_t};$$

$$\mu_t = \frac{b \cdot y^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \cdot \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.42} = 0.24 \text{ m}$$

$$e_Y = \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_G > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.24 - 0.1 = 0.14 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \cdot \frac{A'}{b} \cdot (c - d') + 90 \cdot \frac{A}{b} \cdot (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \cdot \frac{A'}{b} \cdot (c - d')^2 - 90 \cdot \frac{A}{b} \cdot (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow$$

$$P = -3c^2 + 90 \cdot \frac{A}{b} \cdot (d - c) \Rightarrow P = -3 \cdot 0.14^2 + 90 \cdot \frac{2.01 \cdot 10^{-4}}{1} \cdot (0.08 + 0.14) = -0.054 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d-c)^2 \Rightarrow q = -2 * (-0.14)^3 - 90 * \frac{2.01 * 10^{-4}}{1} (0.08 + 0.14)^2 = 0.0046 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.054 y_c + 0.0046 = 0$$

$$\Delta = -5.85 * 10^{-5} < 0$$

Donc l'équation admet trois racines réelles tel que :

$$a = 2 * \sqrt{\frac{-P}{3}} = 0.27$$

$$\cos \phi = \frac{3 * q}{2 * P} * \sqrt{\frac{-3}{P}} \Rightarrow \phi = 162.25^\circ$$

$$y_{c1} = a * \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 0.16 \text{ m}$$

$$y_{c2} = a * \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -0.26 \text{ m}$$

$$y_{c3} = a * \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 0.11 \text{ m}$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow 0.14 \text{ m} \leq y_c \leq 0.74 \text{ m}$$

$$y_c = 0.16 \text{ m} \Rightarrow y = 0.02 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{1 * 0.02^2}{2} - 15 * 2.01 * 10^{-4} * (0.08 - 0.02) = 1.91 * 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.42 * 10^{-3} * 0.02}{1.91 * 10^{-5}} = 2.53 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 * 2.42 * (0.08 - 0.02) * 10^{-3}}{1.91 * 10^{-5}} = 114.03 \text{ Mpa} \leq 240 \text{ Mpa}$$

- Schéma de ferrailage

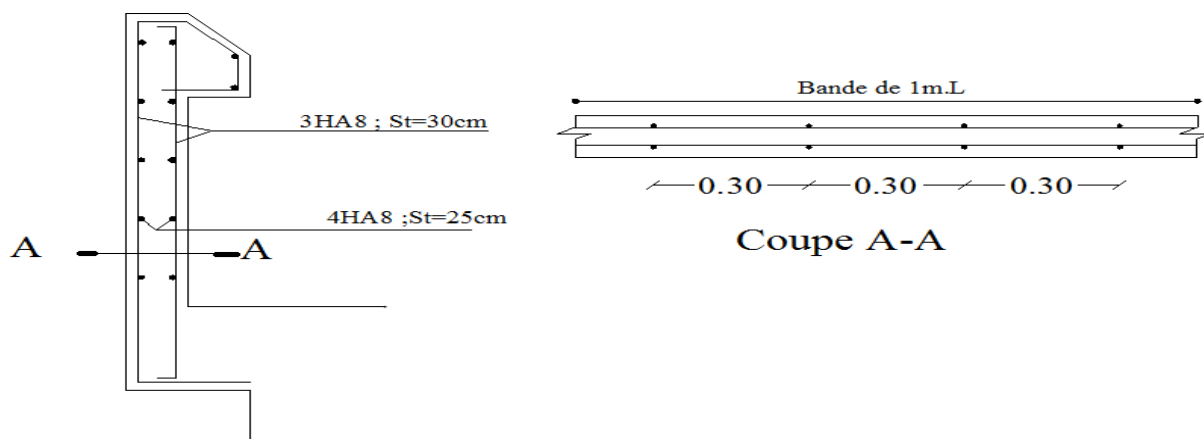


Figure III .13 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.7 Etude de la dalle de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle (e=20 cm).

III.7.1 Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 * 0.20 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 22 * 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{2.61} = 55.55 \text{ KN/m}^2. \quad \text{poids de la machine}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G_1 + G_2 = 61.43 \text{ KN/m}^2.$$

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

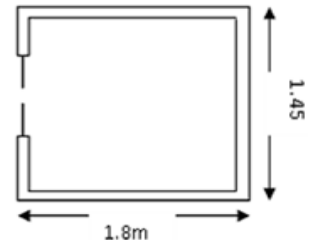


Figure III .14 : Cage d'ascenseur

III.7.2 Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$q_u = 1.35 * G_{\text{totale}} + 1.5 * Q = 1.35 * 61.43 + 1.5 * 1 \Rightarrow q_u = 84.43 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.45}{1.80} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0551 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x * q_u * l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0551 * 84.43 * 1.45^2 \Rightarrow M_0^x = 9.95 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y * M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.92 \text{ KNm}$$

- **Calcul des moments réels**

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 * M_0^x = 8.45 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 * M_0^y = 5.03 \text{ KNm}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.3 * M_0^x = -2.98 \text{ KNm}$

1. Calcul du ferrailage

On fera le calcul d'une dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 17.5 \text{ cm}$ et $d_y = 16.5 \text{ cm}$.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adopté}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
travée	x-x	8.45	0.0195	0.0246	0.173	1.4	5HA8=2.51 cm

	y-y	5.03	0.013	0.0164	0.163	0.88	5HA8=2.51 cm
appui	y-y	2.98	0.007	0.0097	0.164	0.52	5HA8=2.51 cm
	x-x						

Tableau III. 26 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

2. Vérification à l'E.L.U

- Condition de non fragilité

On calcule A_{\min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $\rho = 0.80$

$$e > 12\text{cm} \left. \vphantom{e} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * e \\ A_{\min}^y = \rho_0 * b * e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 1.76\text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.6\text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^y = 2.51\text{cm}^2 > \frac{A_{\min}^y}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- Calcul des espacements

Sens x-x' : $S_t \leq \min(3 * e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$

Sens y-y' : $S_t \leq \min(4 * e; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$ on adopte $S_t = 25\text{cm}$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$\rho = 0.80 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x - x' : $V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = \frac{84.43 * 1.45}{3} = 40.80\text{KN}$

Sens y - y' : $V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{84.43 * 1.45}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.8}{2}} = 43.72\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{43.72 * 10^{-3}}{1 * 0.175} = 0.24\text{Mpa}$$

$\tau_u = 0.24\text{MPa} < 1.25\text{MPa}$ Vérifié

3. Vérification à l'ELS

$\nu = 0.2$

$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 61.43 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 62.43\text{KN} / \text{m}^2$

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.24\text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y * M_0^x \Rightarrow M_0^y = 5.86\text{KNm} \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_{iser}^x = 0.85 * M_0^x = 7\text{KNm}$

$$\text{Sens } y-y' : M_{iser}^y = 0.85 * M_0^y = 4.98 \text{KNm}$$

- **Vérification des contraintes**

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Sens } x-x' : A_x = 2.51 \text{cm}^2, b = 100 \text{ cm} , d = 17.5 \text{ cm} ;$$

Calcul de y :

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

$$50 * y^2 + 37.65y - 658.87 = 0$$

La solution de l'équation est $y=3.27 \text{ cm}$

Calcul de I

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A * (d_x - y)^2 = \frac{100 * 3.27^3}{3} + 15 * 2.51 * (17.5 - 3.27)^2$$

$$\Rightarrow I = 8789.38 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7 * 10^{-3}}{8789.38 * 10^{-8}} * (0.0327) = 2.6 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.6 \text{MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{Sens } y-y' : A_y = 2.51 \text{cm}^2; b = 100 \text{cm} ; d_y = 16.5 \text{cm} ;$$

Calcul de y :

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

$$50 * y^2 + 37.65y - 621.22 = 0$$

La solution de l'équation est $y=3.16 \text{ cm}$

Calcul de I

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A * (d_y - y)^2 = \frac{100 * 3.16^3}{3} + 15 * 2.51 * (16.5 - 3.16)^2$$

$$\Rightarrow I = 7751.84 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.98 * 10^{-3}}{7751.84 * 10^{-8}} * (0.0316) = 2.03 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.03 \text{MPa} \leq \overline{\sigma} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

III.7.3. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

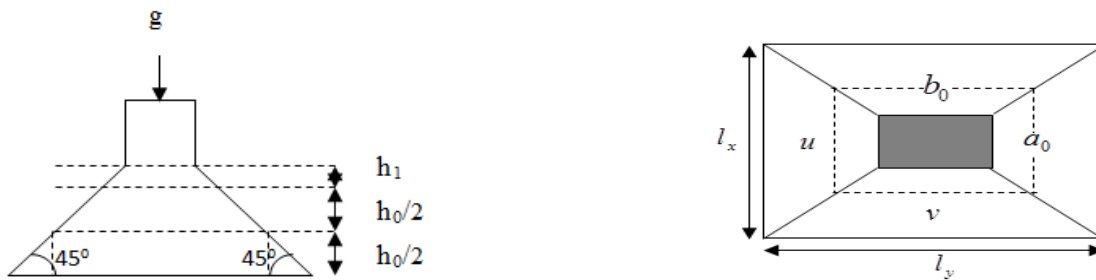


Figure III .15 : Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 * \xi * h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 * \xi * h_1. \end{cases}$$

$a_0 * b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u * v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse $V = 1.6\text{m/s} \Rightarrow a_0 = b_0 = 76\text{cm} \dots \dots \dots \text{CBA93}$

$$\begin{cases} a_0 = b_0 = 76\text{cm} \\ h_0 = 20\text{ cm} \\ h_1 = 4\text{ cm} \\ \xi = 1 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 * 1 * 4 \Rightarrow u = 108\text{cm}. \\ v = 80 + 20 + 2 * 1 * 4 \Rightarrow v = 108\text{cm}. \end{cases}$$

1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u * (M_1 + \nu * M_2). \\ M_y = P_u * (M_2 + \nu * M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

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

$P_u = 1.35 * g = 1.35 * 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605\text{KN}$

M_1 en fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho=0.8$; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho=0.8$ Annexe 2

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{145} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.74 \\ \rho = 0.8 \end{array} \right. \Rightarrow M_1 = 0.065 ; \left\{ \begin{array}{l} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.6 \\ \rho = 0.8 \end{array} \right. \Rightarrow M_2 = 0.051$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

On a :

$$g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 * g = 1.35 * 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P_u * M_1 \\ M_{y1} = P_u * M_2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 97.605 * 0.065 = 6.34 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 97.605 * 0.051 = 4.97 \text{ KNm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 6.34 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 4.97 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.80 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{array} \right. \quad \text{Annexe 1}$$

$$q_u = 1.35 * G + 1.5 * Q$$

$$G = 25 * 0.2 + 22 * 0.04 \Rightarrow G = 5.88 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = 1.35 * 5.88 + 1.5 * 1 \Rightarrow q_u = 9.43 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.11 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.66 \text{ KNm}$$

Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.34 + 1.11 \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.97 + 0.66 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 7.45 \text{ KN.m} \\ M_y = 5.63 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 * 7.45 = 6.33 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 * 5.63 = 4.78 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

En appuis : $M_y^a = M_x^a = 0.3 * 7.45 = 2.23 \text{ KNm}$

2. Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, $d_x = 17.5 \text{ cm}$ et $d_y = 16.5 \text{ cm}$

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A ^{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
Sens x- x	travée	6.33	0.014	0.018	0.17	1.04	2.11	4HA10=3.14
	appuis	2.23	0.0051	0.0064	0.17	0.36	2.11	4HA10=3.14
Sens y- y	travée	4.78	0.012	0.015	0.16	0.83	1.99	4HA10=3.14
	appuis	2.23	0.0051	0.0064	0.17	0.36	2.11	4HA10=3.14

Tableau III.27: Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

3. Vérification à l'E.L.U

- Le diamètre des barres

Il faut vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20\text{mm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 20\text{mm} \quad \text{vérifiée}$$

- Vérification au poinçonnement

$$p_u \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (article A.5.2, 4)}$$

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 * (u + v) \Rightarrow U_c = 2 * (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432\text{cm}.$$

$$p_u = 97.605\text{KN} \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 648\text{KN}; \text{ Pas de risque de poinçonnement.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$b = 100\text{cm}$; $d = 17\text{cm}$.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{p_u}{3 * v} = \frac{97.605}{3 * 1.08} = 30.125\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{30.125}{1 * 0.17} = 0.177\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.177 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres**

Sens x-x' : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2 * e, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm.}$

Sens y-y' : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3 * e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$

4. Vérification à l'E.L.S

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} * (M_1 + \nu * M_2) = 72.3 * (0.065 + 0.2 * 0.051) = 5.43 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} * (M_2 + \nu * M_1) = 72.3 * (0.051 + 0.2 * 0.065) = 4.62 \text{ KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 5.88 + 1 = 6.88 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.81 \text{ KNm} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.48 \text{ KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.43 + 0.81 = 6.24 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.62 + 0.48 = 5.10 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes**

Calcul des moments

$$M_t^x = 0.85 * 6.24 \Rightarrow M_t^x = 5.30 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 * 5.10 \Rightarrow M_t^y = 4.33 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.3 * 6.24 \Rightarrow M_a = 1.87 \text{ KNm}$$

- **Etat limite de compression de béton**

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

Sens x-x :

Calcul de y :

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

$$50 * y^2 + 47.10y - 824.25 = 0$$

La solution de l'équation est $y = 3.60 \text{ cm}$

Calcul de I

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A * (d_y - y)^2 = \frac{100 * 3.60^3}{3} + 15 * 3.14 * (17.5 - 3.60)^2$$

$$\Rightarrow I = 10655.40 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Sens y-y:

Calcul de y :

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

La solution de l'équation est $y = 3.49 \text{ cm}$

Calcul de I

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

$$\Rightarrow I = 9389.10 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.26 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

- Vérification de la flèche**Sens x-x' :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{145} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.13 \geq \frac{M_t}{10 * M_0} = \frac{5.30}{10 * 6.24} = 0.084;$$

$$\frac{A}{b_0 * d} = \frac{3.14}{100 * 17.5} = 0.0017 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y' :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{180} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.11 \geq \frac{M_t}{10 * M_0} = \frac{4.33}{10 * 5.10} = 0.084$$

$$\frac{A}{b_0 * d} = \frac{3.14}{100 * 16.5} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.010$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5. Schéma de ferrailage

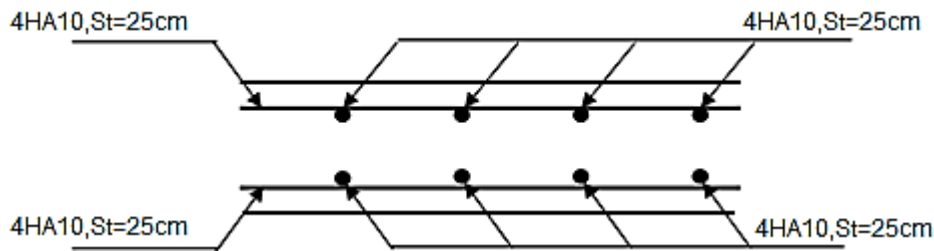


Figure III .16 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle de l'ascenseur

III.8 Etude des escaliers

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailier comme une section rectangulaire de largeur 100 cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant de l'escalier est calculé au chapitre II.

III.8.1 Etude de l'escalier type I

III.8.1.1 Les volées AB et GH

1. Combinaison de charges

$$G_v = 6.65 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 * 6.65 + 1.5 * 2.5 = 12.72 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q$$

$$q_s = 6.65 + 2.5 = 9.15 \text{ KN/m}$$

2. Les Sollicitations

L'ELU :

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{12.72 * 2.22^2}{8} \Rightarrow M_u = 7.83 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{12.72 * 2.22}{2} \Rightarrow V_u = 14.11 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.75 * M_u \Rightarrow M_t = 5.87 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 * M_u \Rightarrow M_a = -3.91 \text{ KN.m}$$

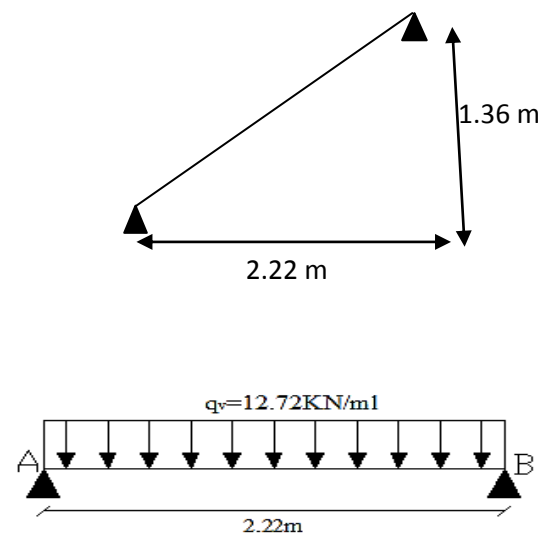


Figure III .17 : Schéma statique de l'escalier type I

L'ELS:

$$M_S = \frac{q_s * l^2}{8} = \frac{9.15 * 2.22^2}{8} \Rightarrow M_u = 5.63 \text{ KN.m}$$

$$V_S = \frac{q_s * L}{2} = \frac{9.15 * 2.22}{2} \Rightarrow V_u = 10.15 \text{ KN}$$

$$M_t = 0.75 * M_S \Rightarrow M_t = 4.22 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 * M_S \Rightarrow M_a = -2.81 \text{ KN.m}$$

3. Ferrailage

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_{CAL} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{Adobté} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
En travée	5.87	0.0414	0.052	0.097	1.72	1.20	4HA10=3.14
En appuis	3.91	0.0276	0.035	0.098	1.14	1.20	4HA8 = 2.01

Tableau III.28 : Ferrailage de d'escalier type I**4. Calcul de la section d'armatures de répartition**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{s1}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

5. Espacement des barres**- Armatures principales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 * e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Armatures secondaire

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 * e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

6. Vérifications à l'E.L.U**- Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{14.11 * 10^{-3}}{1 * 0.1} = 0.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.13 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9*d}) * \frac{\gamma_s}{f_e} = (14.11 - \frac{7.83}{0.9*0.1}) * \frac{1.15}{400*10^3} = - 2.09 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 + 2.01 = 5.15 \text{ cm}^2 > 2.09 \text{ cm}^2$$

7. Vérification à l'E.L.S

- **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{v_{ser}}{0.9*d*\sum u_i}$$

$$\sum u_i = n * \phi * \pi \quad (\text{somme des périmètres des barres})$$

$$\sum u_i = 4 * 1 * 3.14 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{10.15 * 10^3}{0.9 * 100 * 125.6} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	4.22	2.63	3164.70	3.5	15	vérifiée
En appui	2.81	2.17	2189.07	2.78	15	

Tableau III.29 : Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type I

- **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.054 < 0.0625 \dots\dots\dots (\text{Non vérifiée})$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\rho = \frac{A_s}{b*d} = 0.0031$$

$$y = 2.63 \text{ cm}, I = 3164.70 \text{ cm}^4; \rho = 0.0031 \quad \lambda_i = 6.68; \quad \lambda_v = 2.67; I_0 = 15090.97 \text{ cm}^4$$

q_j (KN/ml)	M^{jser} (KN.m)	σ_j (MPa)	μ_j	I_{f_j} (cm ⁴)	f_{ji} (mm)
4.94	2.28	79.68	0	16600.06	0.2
q_g (KN/ml)	M^{gser} (KN.m)	σ_g (MPa)	μ_g	I_{f_g} (cm ⁴)	f_{gi} (mm)

6.55	3.02	105.65	0	16600.06	0.27
$q_p(KN/ml)$	$M^{pser}(KN.m)$	$\sigma_p(MPa)$	μ_p	$I_{f_p}(cm^4)$	$f_{pi}(mm)$
9.05	4.18	145.98	0.0657	11536.82	0.55
$q_g(KN/ml)$	$M^{gser}(KN.m)$	$\sigma_g(MPa)$	μ_g	$I_{f_g}(cm^4)$	$f_{gv}(mm)$
6.55	3.02	105.65	0	16600.06	0.8

Tableau III.30 : Calcul de la flèche de l'escalier type I(volée AB et GH)

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.88mm \\ f_{adm} &= \frac{1}{500} = \frac{222}{500} = 4.44mm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t > f_{adm} \quad \text{condition vérifiée}$$

8. Schéma de ferrailage

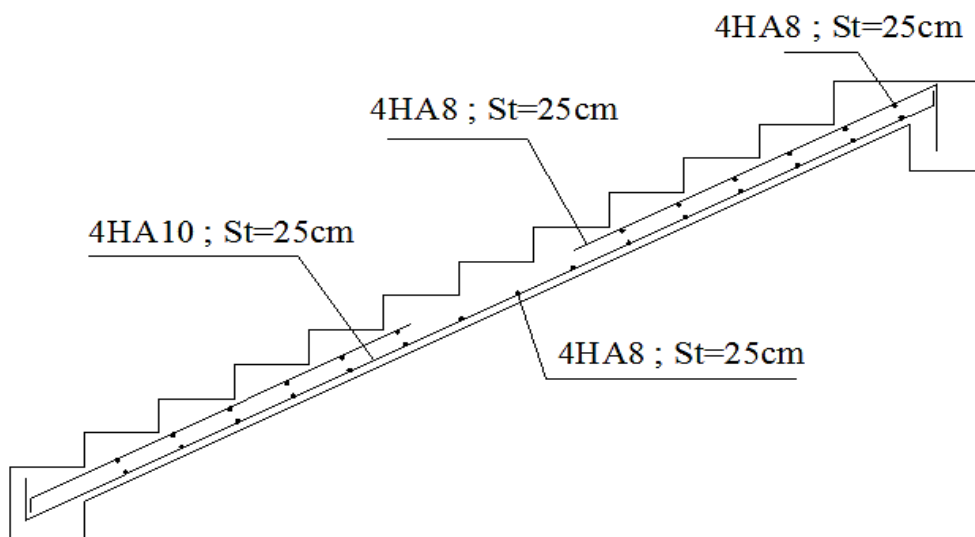


Figure III .18 : Schéma de ferrailage de l'escalier type I

III.8.1.2 La volée DE

1. Combinaison de charges

La volée :

$G_v = 6.65 \text{ KN/m}^2$

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

ELU :

$q_u = 12.72 \text{ KN/m}$

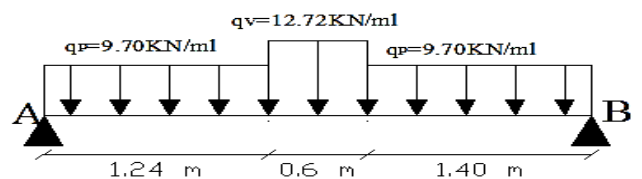


Figure III .19 : Schéma statique de la volée(DE)

ELS :

$$q_s = 9.15 \text{ KN/m}$$

Le palier :

ELU :

$$q_u = 9.7 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_s = 6.91 \text{ KN/m}$$

2. Les Sollicitations

L'ELU :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A * 3.24 - (9.7 * 1.24) * \left(\frac{1.24}{2} + 2\right) - (12.72 * 0.6) * \left(\frac{0.6}{2} + 1.4\right) - (9.7 * 1.4) * \left(\frac{1.4}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 16.66 \text{ KN}$$

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (9.7 * 1.24) - (12.72 * 0.6) - (9.7 * 1.40) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 16.58 \text{ KN}$$

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents.

- $0 \leq x \leq 1.24 \text{ m}$

$$M(x) = R_A * x - 9.7 * \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.24) = 13.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- $1.24 \leq x \leq 1.84 \text{ m}$

$$M(x) = -6.36 * x^2 + 20.41 * x - 2.28$$

$$\begin{cases} M(1.24) = 13.24 \\ M(1.84) = 13.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.40 \text{ m}$

$$M(x) = -4.85 * x^2 + 16.58 * x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.40) = 13.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment maximum est dans le deuxième tronçon.

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -12.72 * x + 20.41 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.60 \text{ m}$$

$$M_0^{\text{MAX}} = 14.09 \text{KN.m}$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5 * M_0 = -7.04 \text{KN.m} \\ M_t = 0.75 * M_0 = 10.56 \text{KN.m} \end{cases}$$

3. Ferrailage

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{CAL} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{Adobté} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	10.56	0.07	0.096	0.096	3.15	1.20	4HA10=3.14
En appuis	7.04	0.049	0.063	0.097	2.07	1.20	4HA10 = 3.14

Tableau III.31 : Ferrailage de d'escalier type I(volée DE)

4. Calcul de la section d'armatures de répartition

En travée : $A_t \geq \frac{A_{s1}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

5. Espacement des barres

Armatures principales :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 * e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Armatures secondaire :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4 * e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

6. Vérifications à l'E.L.U

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V}{b * d}$$

$$V = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow V = 16.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16.66 * 10^{-3}}{1 * 0.1} = 0.16 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.13 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2.16 \text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 * d}\right) * \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(16.66 - \frac{7.04}{0.9 * 0.1}\right) * \frac{1.15}{400 * 10^3} = 1.76 \text{cm}^2$$

$$A=3.14+3.14=6.28 \text{ cm}^2 > 1.76 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{ser}}{0.9 * d * \sum u_i}$$

$$\sum u_i = n * \phi * \pi$$

$$\sum u_i = 4 * 1 * 3.14 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{12.06 * 10^3}{0.9 * 100 * 125.6} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de l'état limite de compression du béton

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	7.28	2.63	3181	5.40	15	vérifiée
En appui	4.85	2.63	3181	4	15	

Tableau III.32 : Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type I (volée DE)

- Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.037 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{ (Non vérifiée)}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = 0.0031$$

$$y = 2.63 \text{ cm}, I = 3164.70 \text{ cm}^4; \rho = 0.0031 \quad \lambda_i = 6.68; \quad \lambda_v = 2.67; I_0 = 15090.97 \text{ cm}^4$$

qj(KN/ml)	M^{jser} (KN.m)	σ_j (MPa)	μ_j	$I f_j$ (cm ⁴)	f_{ji} (m)
3.35	3.29	119.87	0	16604.96	0.0006
qg(KN/ml)	M^{gser} (KN.m)	σ_g (MPa)	μ_g	$I f_g$ (cm ⁴)	f_{gi} (m)
4.8	4.72	171.98	0.13	8912.06	0.0017
qp(KN/ml)	M^{pser} (KN.m)	σ_p (MPa)	μ_p	$I f_p$ (cm ⁴)	f_{pi} (m)
7.17	7.05	256.88	0.3	5549.78	0.0041
qg(KN/ml)	M^{gser} (KN.m)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	$I f_{gv}$ (cm ⁴)	f_{gv} (m)
4.8	4.72	171.98	0.13	12350.28	0.0033

Tableau III.33: Calcul de la flèche de l'escalier type 1 (volée DE)

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 5.1\text{mm} \\ f_{adm} &= \frac{1}{500} = \frac{324}{500} = 6.48\text{mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t > f_{adm} \quad \text{condition vérifiée}$$

7. Schéma de ferrailage

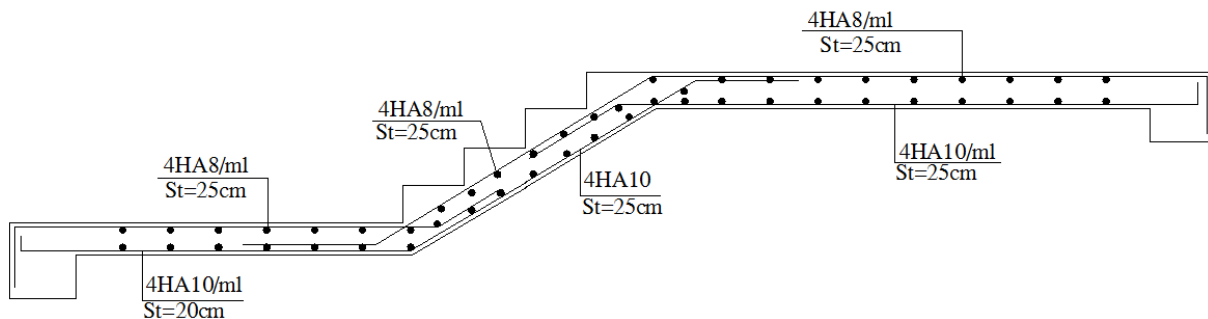


Figure III .20 : schéma de ferrailage de l'escalier (volée DE)

III.8.1.3 Etude de la poutre brisée

La poutre brisée est une poutre noyée dans le palier et la volée pour reprendre les sollicitations de la flexion due à son poids propre et la torsion due au couple de torsion.

1. Pré dimensionnement

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow \frac{342}{15} \leq h \leq \frac{324}{10}$$

$$\Rightarrow 21.6 \leq h \leq 32.4$$

Le RPA préconise :

$$\left\{ \begin{aligned} b &\geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} &\leq 4 \end{aligned} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} b &= 30\text{cm} \\ h &= 30\text{cm} \end{aligned} \right.$$

- Charges revenant à la poutre brisée

$$\text{tg } \alpha = \frac{0.34}{0.6} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

Poids de la poutre : $G = 0,30 * 0,30 * 25 = 2.25\text{KN/m}$

Au niveau de la volée $G = \frac{2.25}{\cos \alpha} = 2.58 \text{ KN/m}$

Poids du palier : $G_{p1} = 1.24 * 4.41 = 5.46\text{KN/m}$

$G_{p2} = 1,40 * 4.41 = 6.17\text{KN/m}$

Poids de la volée : $G_v = 0.6 * 6.55 = 3.93 \text{ KN/m}$

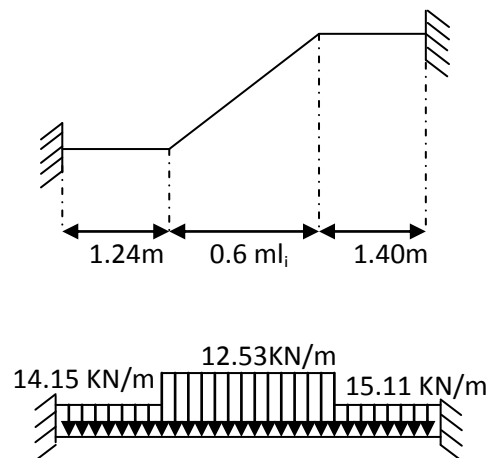


Figure III .21 : Charges revenantes à la poutre brisée

L'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_{up1} = 1,35*(2,25 + 5,46) + 1,5*2,5 = 14,15 \text{ KN/m}$$

$$Q_{up2} = 1,35*(6,17 + 2,25) + 1,5*2,5 = 15,11 \text{ KN/m}$$

$$Q_{uv} = 1,35*(3,93 + 2,58) + 1,5*2,5 = 12,53 \text{ KN/m}$$

L'ELS :

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_{sp1} = 2,25 + 5,46 + 2,5 = 10,21 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sp2} = 6,17 + 2,25 + 2,5 = 10,92 \text{ KN/m}$$

$$Q_{sv} = 3,93 + 2,58 + 2,5 = 9,01 \text{ KN/m}$$

2. Calcul à la flexion

- Calcul à l'ELU

Calcul de « q » équivalente

$$q_U^{eq} = \frac{14,15 * 1,24 + 12,53 * 0,6 + 15,11 * 1,40}{3,24} = 14,26 \text{ KN/m}$$

$$q_U^{eq} = 26,56 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments

La poutre est bi-encadrée, et les moments ont comme suit :

$$\bullet \text{ A l'ELU } \begin{cases} M_U^t = \frac{q_U * l^2}{24} = \frac{14,26 * 3,24^2}{24} = 6,23 \text{ KN.m} \\ M_U^a = \frac{q_U * l^2}{12} = \frac{14,26 * 3,24^2}{12} = 12,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{max}^t = 6,23 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 12,47 \text{ KN.m}$$

Valeurs des armatures longitudinales dans la poutre palière :

	$M_u \text{ (KN.m)}$	μ	α	z	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	6.23	0.0187	0.023	0.27	0.64	4.5
Appuis	12.47	0.0374	0.047	0.27	1.3	4.5

Tableau III.34 : Ferrailage de la poutre brisée

Exigence de RPA :

$$A_{min} = 0,5\% * b * h = 4,5 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA Article 7.5.2.1})$$

$$A_t = A_a = 4,5 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELU**
- **Vérification au cisaillement**

$$V_u = 23.10 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min(0,13 * f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \longrightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b * d} = \frac{23.10 * 10^{-3}}{0.30 * 0,28} = 0.27 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa}$$

Pas risque de cisaillement.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_l > (V_u + \frac{M_a}{0.9 * d}) * \frac{\gamma_s}{f_e} = (23.10 - \frac{12.47}{0.9 * 0.28}) * \frac{1.15}{400 * 10^3} = -0.75 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement**

$$S_t \leq \min(0.9 * d, 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

En travées $S_t = 15 \text{ cm}$

En appuis $S_t = 10 \text{ cm}$

3. Calcul à la torsion

Le moment de torsion M_T est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

$$M_T = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{h}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-e) * (h-e) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2 * [(b-e) + (h-e)] = 100 \text{ cm}$$

- **Ferraillage à la torsion**

$$A_t = \frac{M_t * \mu * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = 1.62 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures longitudinales**

$$\text{En travée : } A = 4.5 + \frac{1.62}{2} = 5.31 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}10 = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis } A = 4.5 + \frac{1.62}{2} = 5.31 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}10 = 5.75 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M_t}{2.e.\Omega} \quad \text{Avec } \Omega : \text{aire de contour du tracé à mi- épaisseur de la paroi.}$$

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{7.04}{2 * 0,05 * 625 * 10^{-4}} = 1.126 \text{MPa}$$

$$\tau_{\text{flexion}} = 0.27 \text{Mpa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{\text{tor}}^2 + \tau_{\text{flexion}}^2} = 1.15 \text{Mpa} < \tau_{\text{adm}} = 3.33$$

4. Calcul des armatures transversales

- Flexion simple

St=15 cm en travée

$$A_t \geq \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} = \frac{0.4 * 0.3 * 0.15}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b * S_t * (\tau_u - 0.3 * t_{t28})}{0.8 * f_e} = \frac{0.3 * 0.15 * (1.15 - 0.3 * 2.1)}{0.8 * 400} \Rightarrow A_t \geq 0.73 \text{cm}^2$$

St=10 cm en appuis

$$A_t \geq \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} = \frac{0.4 * 0.3 * 0.10}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.30 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b * S_t * (\tau_u - 0.3 * t_{t28})}{0.8 * f_e} = \frac{0.3 * 0.10 * (1.15 - 0.3 * 2.1)}{0.8 * 400} \Rightarrow A_t \geq 0.48 \text{cm}^2$$

- Torsion

En travée

$$A_t = \frac{M_t * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{7.04 * 10^{-3} * 0.15 * 1.15}{2 * 0.0625 * 400} \Rightarrow A_t = 0.24 \text{cm}^2$$

En appuis

$$A_t = \frac{M_t * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{7.04 * 10^{-3} * 0.10 * 1.15}{2 * 0.0625 * 400} \Rightarrow A_t = 0.16 \text{cm}^2$$

En travée : $A = 0.73 + 0.24 = 0.97 \text{cm}^2$

En appuis : $A = 0.48 + 0.16 = 0.64 \text{cm}^2$

Soit un cadre et un étrier, on adopte 4HA8=2.01 cm².

- Vérification à l'ELS

Vérification de l'état limite de compression du béton

On vérifie :
$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec
$$\begin{cases} 0.5 * b * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \\ I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2 \end{cases}$$

En travée

$M_t = 4.50 \text{KN.m}; y = 10.13 \text{cm}; I = 37937.89 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.50 * 10^{-3}}{37937.89 * 10^{-8}} * 10.13 * 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.20 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis

$M_a = 9 \text{KN.m}; y = 10.13 \text{cm}; I = 37937.89 \text{cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{9 * 10^{-3}}{37937.89 * 10^{-8}} * 10.13 * 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.40 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Etat limite de déformation

Vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{324} = 0.092 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \Rightarrow 0.092 > \frac{4.50}{10 * 9} = 0.05;$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.75}{30 * 28} = 0.0068 < \frac{4,2}{400} = 0.01$$

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

5. Schéma de ferrailage

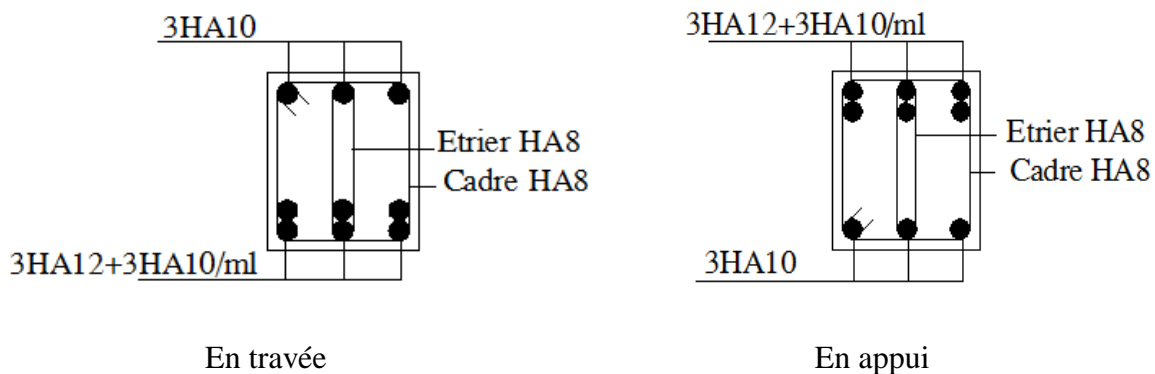


Figure III .22 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.8.2 Etude d'escalier type II

1. Combinaison de charges

$G_v = 6.65 \text{KN/m}^2$

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

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = 1.35 * 6.65 + 1.5 * 2.5 = 12.72 \text{ KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q$

$q_s = 6.65 + 2.5 = 9.15 \text{ KN/m}$

2. Les Sollicitations

L'ELU

$M_u = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{12.72 * 2.40^2}{8} \Rightarrow M_u = 9.15 \text{ KN.m}$

$V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{12.72 * 2.40}{2} \Rightarrow V_u = 15.26 \text{ KN}$

$M_t = 0.75 * M_u \Rightarrow M_t = 6.86 \text{ KN.m}$

$M_a = - 0.5 * M_u \Rightarrow M_a = - 4.57 \text{ KN.m}$

L'ELS:

$M_s = \frac{q_s * l^2}{8} = \frac{9.15 * 2.40^2}{8} \Rightarrow M_s = 6.58 \text{ KN.m}$

$V_s = \frac{q_s * L}{2} = \frac{9.15 * 2.40}{2} \Rightarrow V_s = 10.98 \text{ KN}$

$M_t = 0.75 * M_s \Rightarrow M_t = 4.93 \text{ KN.m}$

$M_a = - 0.5 * M_s \Rightarrow M_a = - 3.29 \text{ KN.m}$

3. Ferrailage

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{Adopté}(cm^2/ml)$
En travée	6.86	0.048	0.062	0.097	2.02	1.20	4HA10=3.14
En appuis	4.57	0.032	0.04	0.098	1.33	1.20	4HA8 = 2.01

Tableau III.35 : Ferrailage de d'escalier type II

- **Calcul de la section d'armatures de répartition**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{s1}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

- **Espacement des barres**

Armatures principales

$S_t = 25\text{cm} \leq \min (3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

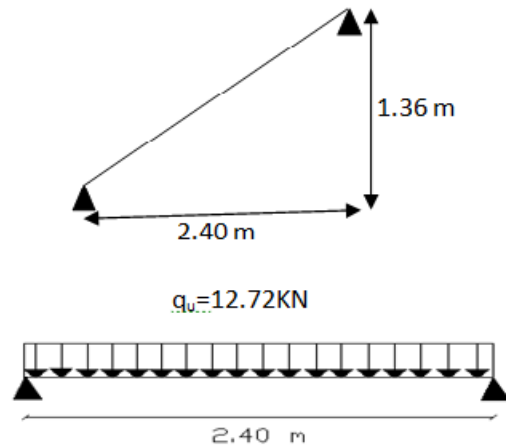


Figure III .23 : Schéma statique de la volée

Armatures secondaire :

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

4. Vérifications à l'E.L.U

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{15.26 * 10^{-3}}{1 * 0.1} = 0.15\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) = 2.16\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 * d}) * \frac{\gamma_s}{f_e} = (15.26 - \frac{6.86}{0.9 * 0.1}) * \frac{1.15}{400 * 10^3} = -1.75 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 + 2.01 = 5.15 \text{ cm}^2 > 1.75 \text{ cm}^2$$

5. Vérification à l'E.L.S

- Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{v_{ser}}{0.9 * d * \sum u_i}$$

$$\sum u_i = n * \phi * \pi$$

$$\sum u_i = 4 * 1 * 3.14 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{10.98 * 10^3}{0.9 * 100 * 125.6} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

- Vérification de l'état limite de compression du béton

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	4.94	2.63	3164.70	4.10	15	vérifiée
En appui	3.29	2.17	2189.07	3.23	15	

Tableau III.36 : Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type II

- Vérification de l'état limite de déformation

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.05 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{ (Non vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.05 < 0.075 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0031 < 0.075 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0.0031$$

$$y = 2.63 \text{ cm}, I = 2134.70 \text{ cm}^4; \rho = 0.0031 \quad \lambda_t = 6.68 ; \quad \lambda_v = 2.67$$

qj(KN/ml)	M ^{jser} (KN.m)	σ_j (MPa)	μ_j	I_{f_j} (cm ⁴)	f_{ji} (m)
4.94	2.66	97.53	0	16600.67	0.00028
qg(KN/ml)	M ^{gser} (KN.m)	σ_g (MPa)	μ_g	I_{f_g} (cm ⁴)	f_{gi} (m)
6.55	3.53	129.44	0.008	15757.96	0.0004
qp(KN/ml)	M ^{pser} (KN.m)	σ_p (MPa)	μ_p	I_{f_p} (cm ⁴)	f_{pi} (m)
9.05	4.88	178.94	0.14	8577.95	0.001
qg(KN/ml)	M ^{pser} (KN.m)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	f_{gv} (m)
9.05	4.88	129.44	0.008	16252.90	0.0011

Tableau III.37 : calcul de la flèche, escalier type II

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 1.42 \text{ mm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{240}{500} = 4.8 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifiée}$$

6. Schéma de ferrailage

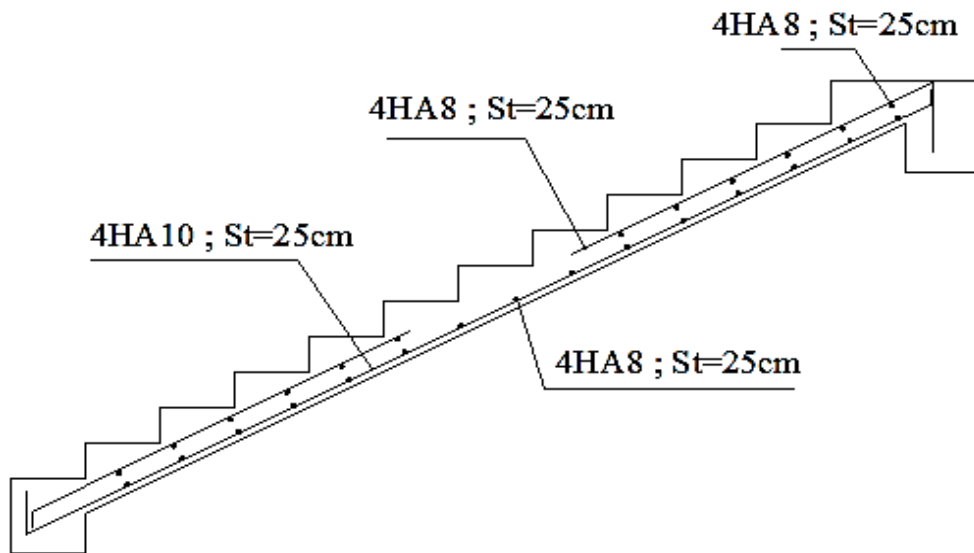


Figure III .24 : Schéma de ferrailage de l'escalier type II

III.8.3 Etude de la poutre palière

III.8.3.1 Dimensionnement

Condition de RPA :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

RPA99 / 2033 (Article 7.5.1)

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{325}{15} < h < \frac{325}{10}$$

$$21.66\text{cm} < h < 32.5\text{cm}$$

on prend: $\begin{cases} b = 30\text{ cm} \\ h = 30\text{ cm} \end{cases}$

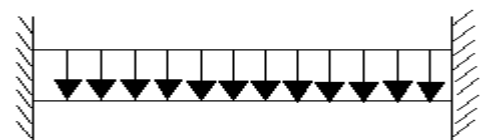


Figure III .25 : Schéma statique de la poutre palière

1. Les charges sur la poutre

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 * 0.3 * 25 = 2.25\text{KN} / m$$

Poids de la volée

$$G_v = 6.55\text{ KN} / m^2$$

$$G_p = 4.41\text{ KN} / m^2$$

$$G = 2.25 + 6.55 + 4.41 = 13.21\text{ KN} / m^2$$

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

$$q_u = 1.35 * 13.21 + 1.5 * 2.5 = 21.58 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 13.21 + 2.5 = 15.71 \text{ KN/m}^2$$

- L'ELU

Les moments

$$M_u^t = \frac{P_u * L^2}{24} = \frac{21.58 * 3.25^2}{24} = 9.49 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = -\frac{P_u * L^2}{12} = \frac{21.58 * 3.25^2}{12} = -28.49 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u * L}{2} = \frac{21.58 * 3.25}{2} = 35.06 \text{ KN}$$

- L'ELS

$$M_s^t = \frac{P_s * L^2}{24} = \frac{15.71 * 3.25^2}{24} = 6.91 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = -\frac{P_s * L^2}{12} = \frac{15.71 * 3.25^2}{12} = -13.82 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{P_s * L}{2} = \frac{15.71 * 3.25}{2} = 25.52 \text{ KN}$$

2. Ferrailage

$b=30\text{cm}$, $d=28\text{ cm}$, $f_{c28}=25\text{ MPa}$, $f_e=400\text{ MPa}$

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (cm)}$	$A_{flexion}^{CAL} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
En travée	9.49	0.030	0.038	0.26	1.02	2HA10=1.57
En appuis	28.49	0.09	0.12	0.25	3.18	3HA12=3.69

Tableau III.38 : Ferrailage de la poutre palière la flexion simple.

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 * 0.35 * 0.28 * \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1.18 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{\min}

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Travée		appui	
	$A \text{ adopte (cm}^2\text{)}$	Observation	$A \text{ adopte (cm}^2\text{)}$	Observation
1.18	2HA10=1.57	vérifier	3HA12=3.39	vérifier

Tableau III.39 : Vérification de la condition de non fragilité

3. Vérification à l'ELU

- l'effort tranchant

$$V_u = 35.06 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{35.06}{0.30 * 0.28} = 0.41 \text{ MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} * f_{C28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 * d}) * \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (35.06 - \frac{28.49}{0.9 * 0.27}) * \frac{1.15}{400 * 10^3} = -2.82 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.57 + 3.39 = 4.96 \text{ cm}^2 > -2.82 \text{ cm}^2 \text{ Vérifier.}$$

- Calcul de l'espacement S_t

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm} \text{ On opte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

C'est le moment d'appui

$$M^{torsion} = M_b^a = 4.57 \text{ KN.m}$$

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

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracer ami hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- A_1 : section d'acier

$$e = \frac{\phi}{6} = \frac{h}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] * [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 * [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

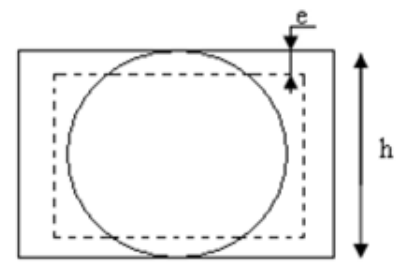


Figure III .26 :section creuse équivalente

En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.57 + \frac{1.05}{2} \Rightarrow A^t = 2.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec : } A^t = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3.05 \text{ cm}^2$$

En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.39 + \frac{1.05}{2} \Rightarrow A^a = 3.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec : } A^a = 2\text{HA}14 + 1\text{HA}10 = 3.87 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (article A.5.4, 3)}$$

$$\text{On a } V_{\max} = 35.06 \text{ KN}; \tau_{flexion} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 * \Omega * e} = \frac{4.57 * 10^{-3}}{2 * 0.0625 * 0.05} = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{0.73^2 + 0.41^2} \Rightarrow \tau_u = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

4. Calcul des armatures transversales**- Flexion simple**

$$A_t \geq \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} = \frac{0.4 * 0.3 * 0.15}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b * S_t * (\tau_u - 0.3 * t_{t28})}{0.8 * f_e} = \frac{0.3 * 0.15 * (0.41 - 0.3 * 2.1)}{0.8 * 400} \Rightarrow A_t \geq -0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_t < 0 \Rightarrow \text{on pose } A_t = 0.57 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}6$$

- Torsion

$$A_t^{\min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{4.57 * 10^{-3} * 0.15 * 1.15}{2 * 0.0625 * 400} \Rightarrow A_t = 0.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A_t = 0.57 + 1.35 = 1.92 \text{ cm}^2; \quad \text{Soit un cadre et un étrier } \emptyset 8 = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

5. Vérification à ELS

- **Etat limite de compression de béton**

On vérifie : $\sigma_{bc} = M_{ser} * \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}$

Avec
$$\begin{cases} 0.5 * b * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \\ I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2 \end{cases}$$

En travée :

$M_t = 6.91 \text{KN.m}; y = 5.89 \text{cm}; I = 13555.83 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{6.91 * 10^{-3}}{13555.83 * 10^{-8}} * 5.89 * 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifié

Sur appuis

$(M_a = 13.82 \text{KN.m}) ; y = 8.19 \text{cm}; I = 25448.90 \text{cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{13.82 * 10^{-3}}{25448.90 * 10^{-8}} * 8.19 * 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.44 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifié

- **Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

Vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{325} = 0.092 > 0.0625$

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} \Rightarrow 0.092 > \frac{6.91}{10 * 20.74} = 0.033$

$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{30 * 28} = 0.0018 < \frac{4,2}{400} = 0.01$

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

6. Schéma de ferrailage

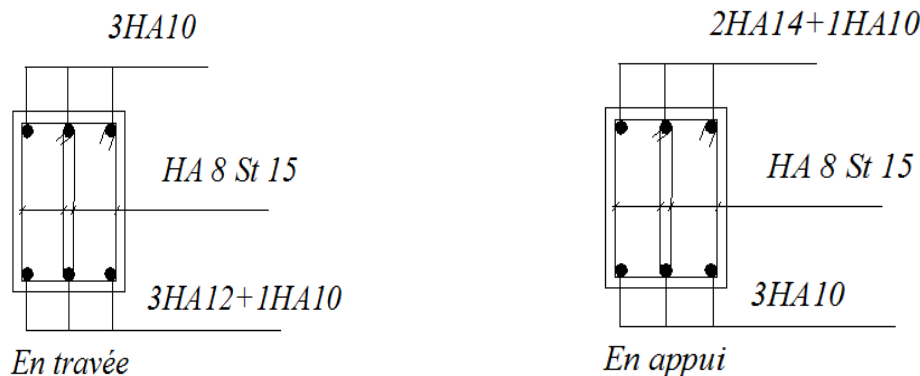


Figure III .27 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.9 Etude des poutres de chaînages

III.9.1 Définition

Le chaînage horizontal : Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades a chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure, elles servent de porte a faux.

III.9.2 Dimensionnement :

$$L_{\max} = 3.50\text{m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 23\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm} \quad \text{Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

$$h \geq 15\text{cm}; \quad b \geq \frac{2}{3} * 30 = 20\text{cm} \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}).$$

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

III.9.3 Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 * 0.3 * 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25\text{KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.86 * (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.89\text{KN/m.}$$

$$P_u = 1.35 (2.25 + 7.89) \Rightarrow P_u = 13.68\text{KN/ml};$$

$$P_s = 2.25 + 7.89 = 10.14\text{KN/ml}$$

$$M_u = P_u * \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 20.94\text{KN m};$$

$$M_t = 0.75 * M_u \Rightarrow M_t = 15.71\text{KN.m};$$

$$M_a = -0.5 * M_u = -10.47\text{KN.m}$$

Ferraillage :

a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 0.9 * h \Rightarrow d = 0.9 * 0.3 \Rightarrow d = 0.27\text{m}$$

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_s calculé (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
En travée	15.71	0.050	0.065	0.26	1.71	1.3	3HA12=3.39
En appui	10.47	0.033	0.043	0.26	1.13	1.3	3HA10=2.36

Tableau III.40: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

III.9.4 Vérifications à l'E.L.U

• Effort tranchant

$$V_u = p_u * \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 23.94 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b*d} = 0.29 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{MPa}\right) = 3.25 \text{MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{mm}$$

$$\text{Soit (cadre + étrier) HA8} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2$$

L'espace

$$1) S_t \leq \min(0.9*d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t * 0.8f_e}{b_0 * (\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 * 0.8 * 400}{30 * (0.29 - 0.3 * 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad (\text{CBA Art A.5.1.2.3})$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 * 400}{0.4 * 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{cm} .$$

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

III.9.5 Vérification à l'E.L.S

a) Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$M_S = 15.52 \text{ KNm} ; M_t^s = 0.75 * M_S = 11.64 \text{KNm} ; M_a^s = 0.5 * M_S = 7.76 \text{KNm}$$

Calcul de y : $A = 3.39\text{cm}^2$; $\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0 \Rightarrow y = 8.021\text{cm}$

Calcul de I : $I = \frac{b}{3} * y^3 + 15 * A * (d - y)^2 \Rightarrow I = 23476.72\text{cm}^4$

En travée: $(\sigma_{bc} = 3.976\text{MPa}) < 15\text{MPa}$ Vérifiée

En appuis: $(\sigma_{bc} = 2.651\text{MPa}) < 15\text{MPa}$ Vérifiée

a) Evaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.085 > 0.0625$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.085 > 0.075$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01$$

D’où la vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage

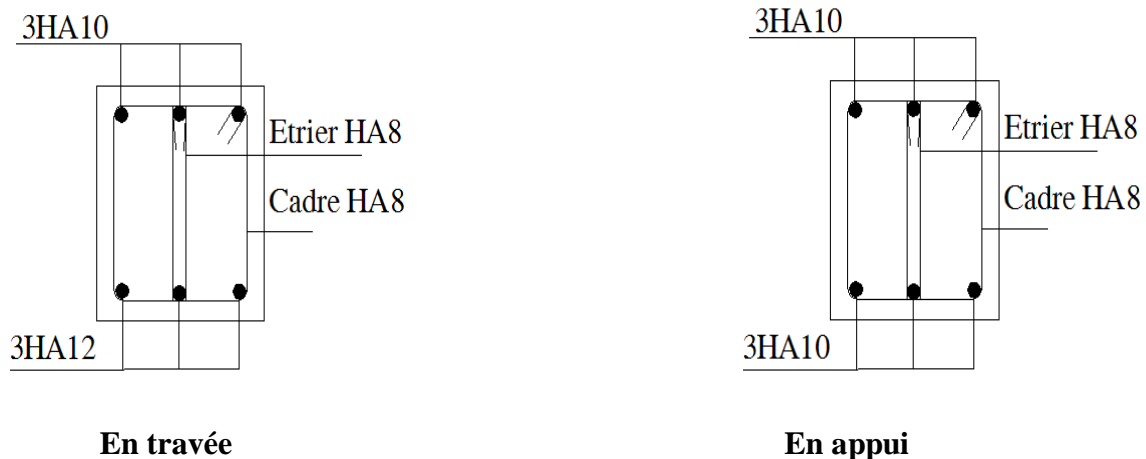


Figure III.28 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.10 Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d’acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaire.

Après on passe au 4^{ème} chapitre concernant l’étude dynamique de la structure.

IV.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.2 Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie. [1]

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'ELS.

IV.3 Méthodes de calcul

Le **RPA99** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

IV.3.1 Méthode statique équivalente

a. Principe :

Selon RPA99 /2003.Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

b. Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99/2003 (article 4.1.2).

Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \dots\dots\dots \text{RPA99/2003. Art (4.2.3)}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2

Zone sismique : IIa $\Rightarrow A = 0,15$.

- R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement.

On a un contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

- Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. RPA (Formule 4-4)

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (RPA 99).

“ Critère q ”	Observée	Pq /xx	Observée	Pq /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités Pq.

Donc: $Q_y=1,20$; $Q_x=1,20$

- W : poids total de la structure : $W = \sum_1^n W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta = 0.2$ → usage d'habitation et bureaux.

$\beta = 0.6$ → usage commercial.

Le tableau suivant résume le poids des différents éléments dans chaque niveau.

Niveau	Surface (m ²)	Planchers		poteaux (KN)	Voiles (KN)	Poutres (KN)	Murs (KN)	Escalier (KN)
		G (KN)	$W_e * \beta$ (KN)					
3.06	288.538	1532.797	798.348	791.863	57.940	556.447	51.949	0
7.14	271.41	1431.240	156.811	741.660	77.265	556.447	291.057	161.486
10.20	271.41	1431.240	123.635	578.340	57.940	556.447	227.568	139.15
13.26	308.343	1623.276	144.092	532.153	57.940	556.447	235.886	67.862
16.32	308.343	1623.276	144.092	485.966	57.940	556.447	235.886	67.862
19.38	308.343	1623.276	144.092	443.795	57.940	556.447	235.886	67.862
22.44	308.343	1623.276	144.092	401.624	57.940	556.447	235.886	67.862
25.50	308.343	1623.276	144.092	363.470	57.940	556.447	235.886	67.862

28.56	308.343	1623.276	144.092	325.316	57.940	556.447	235.886	67.862
31.62	308.343	1623.276	144.092	291.178	57.940	556.447	235.886	67.862
34.68	308.343	1623.276	144.092	257.040	57.940	556.447	235.886	67.862
37.74	343.037	2244.560	149.577	149.345	57.940	556.447	235.886	0
41.14	41.112	321.059	16.819	20.825	0	84.262	81.681	0
Σ		19947.104	2397.926	5382.575	714.605	6761.626	2775.229	843.532

Tableau IV.2 : Poids des éléments.

$$W = \sum W_i = 38822.597 \text{ KN}$$

- D : facteur d’amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d’amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site

D’après le rapport de sol établi par le laboratoire et engineering de la construction (L.E.C) le site d’implantation de notre structure est un sol de compacité moyenne à bonne.

Donc, d’après le tableau (3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA99/2003 (article 4-2-4), la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \quad (\text{Facteur de correction d’amortissement.})$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif, du type de structure et de l'importance des remplissages RPA (tableau 4-2).

$\xi = 7\% \rightarrow$ Construction auto stable

$\xi = 10\% \rightarrow$ Contreventement par voiles

Pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5\%$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = 0.82 \geq 0.7$$

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\bullet \quad T = C_T * (h_N)^{\frac{3}{4}} \dots \dots \dots (1) \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

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

$$h_N = 41.14 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05$$

$$T = 0.05 * (41.14)^{\frac{3}{4}} = 0.81 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$\bullet \quad T_{x,y} = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{D_{x,y}}} \dots \dots \dots (2) \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 24.74 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0,74 \text{ s}$$

$$D_y = 17.75 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0,87 \text{ s}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min(0,74; 0,81) = 0,74 \text{ s} > T_2 = 0,5 \text{ s} \\ T_y = \min(0,87; 0,81) = 0,81 \text{ s} > T_2 = 0,5 \text{ s} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min(0,74; 0,81) = 0,74 \text{ s} > T_2 = 0,5 \text{ s} \\ T_y = \min(0,87; 0,81) = 0,81 \text{ s} > T_2 = 0,5 \text{ s} \end{array} \right.$$

$$D = 2,5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car } 0,5 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$$

$$D_x = 2,5 * 0,82 * \left(\frac{0,5}{0,74}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,57$$

$$D_y = 2,5 * 0,82 * \left(\frac{0,5}{0,81}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,48$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 * T_x = 0.96 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 * T_y = 1.05 \text{ s} \end{cases}$$

D'où

$$\text{Sens(x)} : V_{stx} = \frac{0.15 * 1.57 * 1.2}{5} * 38822.597 \Rightarrow V_{stx} = 2194.25 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{sty} = \frac{0.15 * 1.48 * 1.20}{5} * 38822.597 \Rightarrow V_{sty} = 2068.46 \text{ KN}$$

IV.3.2 Les méthodes dynamiques

- Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a. Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 * A * \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 * \eta * (1.25A) * \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * (1.25A) * \left(\frac{Q}{R} \right) * \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 * \eta * (1.25A) * \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} * \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} * \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (formule 4-13)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A : \text{coefficient d'accélération de zone.} \\ \eta : \text{Facteur de correction d'amortissement.} \\ R : \text{coefficient de comportement de la structure.} \\ T_1, T_2 : \text{périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.} \\ Q : \text{Facteur de qualité.} \end{array} \right.$$

b. les hypothèses

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.4 Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.5 Analyse dynamique

Dans le but d'analyser le comportement dynamique de notre structure et de faire un choix judicieux de la disposition des voiles tout en satisfaisant les critères du RPA, une étude dynamique par le logiciel SAP 2000 a été menée.

IV.5.1 La disposition des voiles adoptée

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, plusieurs autres dispositions ont été testées dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant à la fois, une bonne répartition des charges entre portiques et voiles et les contraintes architecturales de la structure.

Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adoptée.

La disposition des voiles est présentée sur la figure qui suit.

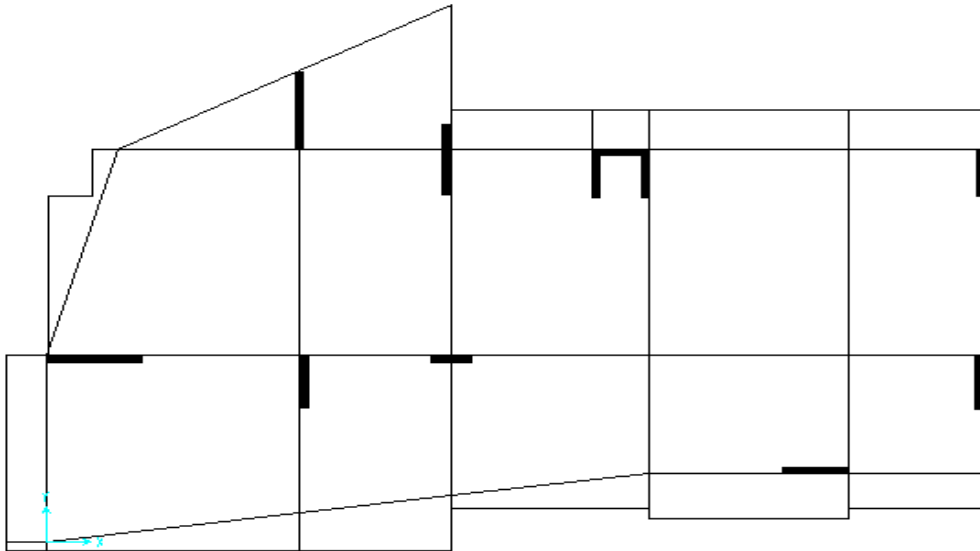


Figure IV.1: Disposition des voiles.

IV.5.2 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V11

a. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% . Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,01897	0,0011	0,70494	0,00005639	0,0011	0,70494
MODAL	Mode	2	0,96135	0,73308	0,00073	0,00008232	0,73418	0,70566
MODAL	Mode	3	0,90997	0,0000298	0,00007855	3,905E-07	0,73421	0,70574
MODAL	Mode	4	0,308204	0,07112	0,05068	0,00005291	0,80533	0,75642
MODAL	Mode	5	0,300059	0,04665	0,08361	0,00005926	0,85198	0,84003
MODAL	Mode	6	0,285038	0,00077	0,00028	0,00004408	0,85275	0,8403
MODAL	Mode	7	0,190702	0,00394	0,00299	0,000007474	0,85669	0,84329
MODAL	Mode	8	0,188282	0,00145	0,00715	0,00001081	0,85814	0,85045
MODAL	Mode	9	0,168682	0,00001498	0,00003954	0,00056	0,85815	0,85048
MODAL	Mode	10	0,168341	0,000005561	0,00016	0,00034	0,85816	0,85064
MODAL	Mode	11	0,168244	5,826E-07	0,000005929	3,894E-07	0,85816	0,85065
MODAL	Mode	12	0,168013	6,936E-07	0,00007415	0,0001	0,85816	0,85072
MODAL	Mode	13	0,167998	0,000007026	0,000008389	0,00022	0,85817	0,85073
MODAL	Mode	14	0,167879	0,00002725	0,00004355	0,00101	0,8582	0,85078
MODAL	Mode	15	0,167828	0,000001235	0,000008698	0,00001754	0,8582	0,85078
MODAL	Mode	16	0,167748	5,118E-07	0,00011	0,0002	0,8582	0,8509
MODAL	Mode	17	0,167707	5,541E-07	0,000008259	0,000003329	0,8582	0,85091
MODAL	Mode	18	0,161358	0,01667	0,00017	6,109E-07	0,87487	0,85108
MODAL	Mode	19	0,143951	0,01906	0,0021	0,000003555	0,89393	0,85317

MODAL	Mode	20	0,136934	0,0005	0,03052	0,0002	0,89443	0,88369
MODAL	Mode	21	0,133719	0,01108	0,01594	0,000005965	0,90551	0,89963
MODAL	Mode	22	0,099518	0,00005631	0,00012	0,53453	0,90556	0,89975
MODAL	Mode	23	0,095329	0,0004	0,00019	0,06884	0,90596	0,89994
MODAL	Mode	24	0,09158	0,02558	0,00096	0,00086	0,93155	0,9009
MODAL	Mode	25	0,09051	0,00065	0,00033	0,00748	0,9322	0,90124
MODAL	Mode	26	0,086717	0,00024	0,00145	0,03544	0,93244	0,90268
MODAL	Mode	27	0,085979	0,00044	0,00125	0,00645	0,93288	0,90393
MODAL	Mode	28	0,084509	0,00025	0,00133	0,00436	0,93313	0,90526
MODAL	Mode	29	0,083038	5,885E-07	0,00003391	0,00648	0,93314	0,9053
MODAL	Mode	30	0,08109	0,00206	0,0245	0,000003843	0,93519	0,9298

Tableau IV.3 : Période et taux de participation.

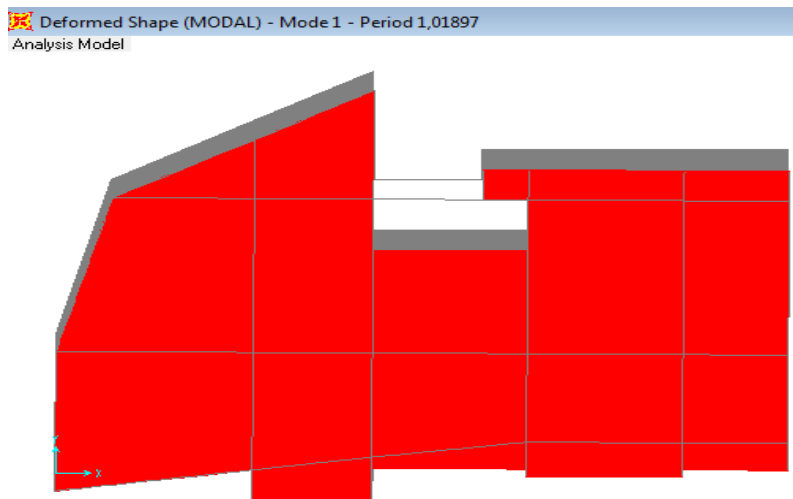


Figure IV.2 : 1^{er} mode de déformation translation (translation suivant y).

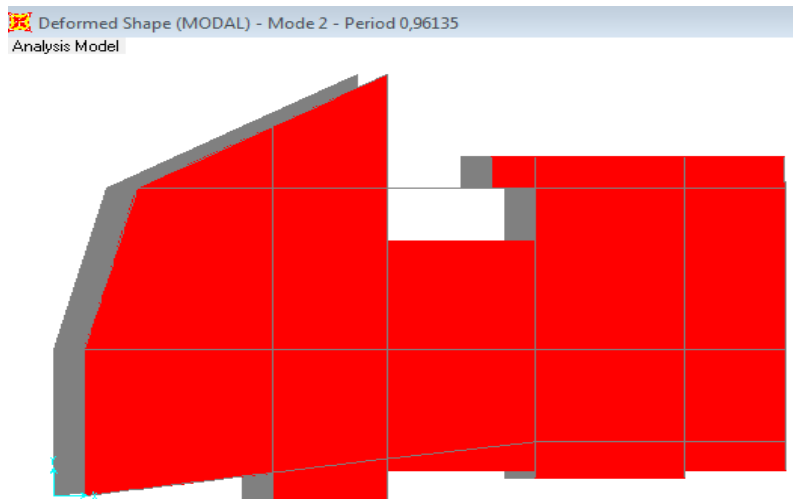


Figure IV.3 : 2^{eme} mode de déformation translation (translation suivant x).

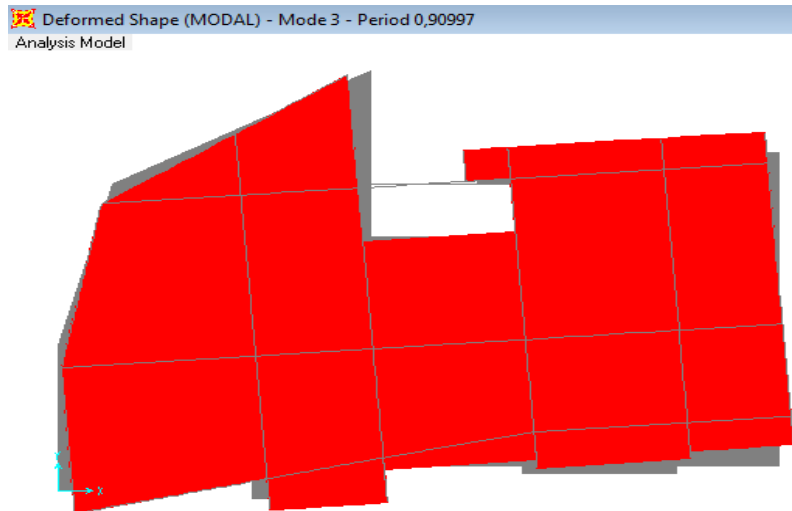


Figure IV.4 : 3^{ème} mode de déformation (rotation autour z).

Analyse des résultats

La participation modale du premier mode suivant la direction y est prépondérante ($U_y=70,49\%$), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel qu'il est montré sur la figure (Figure IV.2) précédente.

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction x ($U_x=73,41\%$).

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99 majorée de 30 %.

($T_y=1.01s \leq T_{s_y}=1.05s$; $T_x=0.96s \leq T_{s_x}=0.96s$).

b. Justification de l'interaction voiles portiques

- Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
Sous-sol	33983,66	3970,53	0.89	0.11
RDC	28583,982	4624,211	0.86	0.14
1er étage	25275,492	4931,901	0.83	0.17
2ème étage	22490,785	4629,838	0.829	0.171
3 ème étage	19531,956	4300,297	0.82	0.18
4 ème étage	16770,225	3913,932	0.81	0.19
5 ème étage	14202,488	3521,759	0.801	0.20
6 ème étage	12447,397	3064,081	0.802	0.21
7 ème étage	8900,867	2491,351	0.781	0.23
8 ème étage	6872,805	2045,088	0.77	0.24
9 ème étage	4477,763	1367,115	0.766	0.26
10 ème étage	2586,543	817,613	0.76	0.28
Terrasse	373,351	0	100	0

Tableau IV.4 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales n'est pas vérifiée pour tous les étages.

- Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel SAP2000 sont :

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voile (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voile (%)
Sous-sol	2740,482	1021,106	72.85	27.15	2114,665	1179,811	64.18	35.82
RDC	2304,71	1241,811	64.98	35.01	1543,7	886,434	63.52	36.48
1 ^{er} étage	1183,321	644,625	64.73	35.26	523,349	420,061	55.47	44.53
2 ^{ème} étage	747,467	494,796	60.17	39.83	252,819	262,629	49.04	50.96
3 ^{ème} étage	566,082	421,58	57.31	42.69	252,109	201,595	55.56	44.44
4 ^{ème} étage	429,692	349,951	55.11	44.88	387,905	201,869	65.77	34.23
5 ^{ème} étage	378,803	301,044	55.72	44.28	468,198	215,837	68.44	31.56
6 ^{ème} étage	302,99	248,857	54.90	45.10	522,394	225,832	69.81	30.19
7 ^{ème} étage	247,96	206,412	54.57	45.43	512,129	214,93	70.43	29.57
8 ^{ème} étage	184,641	168,917	52.19	47.89	501,563	214,379	70.05	29.95
9 ^{ème} étage	120,687	131,442	47.86	52.14	425,686	188,571	69.30	30.70
10 ^{ème} étage	49,546	122,232	28.84	71.16	301,072	144,25	67.60	32.40
Terrasse	0,603	0	100	0	0,237	0	100	0

Tableau IV.5 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

c. Vérification de l'effort normal réduit

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$ RPA 99 (Article 7.1.3.3)

N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

B_c : L'aire brute du poteau.

Niveau	Bc(cm2)	Nd(KN)	V	Observation
Sous-sol et RDC	75*70	3890.629	0.29	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	70*65	2170.954	0.19	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	65*60	1609.127	0.16	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	60*55	1089.978	0.13	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	55*50	674.540	0.09	vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	50*45	367.920	0.06	vérifiée
Terrasse	45*40	93.396	0.02	vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

d. Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA(Formule 4-19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% * h_k \dots \dots \dots \text{RPA99v2003 (Art. 5.10)}$

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

	Hauteur (m)	Sens xx						Sens yy				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
10 ^{ème} étage	37.74	2.03	10.15	9.60	0.55	306	0.17	2.20	11	10.25	0.75	0.24
9 ^{ème} étage	34.68	1.92	9.60	8.95	0.65	306	0.21	2.05	10.25	9.45	0.80	0.26
8 ^{ème} étage	31.62	1.79	8.95	8.20	0.75	306	0.24	1.89	9.45	8.55	0.90	0.29
7 ^{ème} étage	28.56	1.64	8.20	7.40	0.8	306	0.26	1.71	8.55	7.55	1	0.32
6 ^{ème} étage	25.50	1.48	7.40	6.50	0.9	306	0.29	1.51	7.55	6.50	1.05	0.34
5 ^{ème} étage	22.44	1.30	6.50	5.55	0.95	306	0.31	1.30	6.50	5.45	1.05	0.34
4 ^{ème} étage	19.38	1.11	5.55	4.55	1	306	0.32	1.09	5.45	4.35	1.05	0.34
3 ^{ème} étage	16.32	0.91	4.55	3.55	1	306	0.32	0.87	4.35	3.25	1.1	0.35
2 ^{ème} étage	13.26	0.71	3.55	2.50	1.05	306	0.34	0.65	3.25	2.25	1	0.32
1 ^{ème} étage	10.20	0.50	2.50	1.50	1	306	0.32	0.45	2.25	1.30	0.95	0.31
RDC	7.14	0.3	1.50	0.40	1.10	408	0.26	0.26	1.30	0.34	0.96	0.23
Sous- sol	3.06	0.08	0.40	0	0.40	306	0.13	0.068	0.34	0	0.34	0.11

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements.

Analyse des résultats

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Sens (x) : $\Delta_{k\max} = 1.10\text{cm} < 1\% * h_e = 4.08\text{cm}$

Sens (y) : $\Delta_{k\max} = 1.10\text{cm} < 1\% * h_e = 3.06\text{cm}$

e. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta * W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9)

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

	Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
10 ^{ème} étage	37.74	306	3411,913	0.55	335,06	0.018	0.75	340,441	0.024
9 ^{ème} étage	34.68	306	6493,748	0.65	602,439	0.022	0.80	600,831	0.028
8 ^{ème} étage	31.62	306	9643,86	0.75	833,743	0.028	0.90	819,01	0.034
7 ^{ème} étage	28.56	306	12793,971	0.8	1031,084	0.032	1	999,44	0.041
6 ^{ème} étage	25.50	306	16020,391	0.9	1202,608	0.039	1.05	1153,335	0.047
5 ^{ème} étage	22.44	306	19246,812	0.95	1355,473	0.044	1.05	1290,294	0.051
4 ^{ème} étage	19.38	306	22557,573	1	1496,298	0.049	1.05	1369,269	0.056
3 ^{ème} étage	16.32	306	25001,801	1	1622,218	0.05	1.1	1418,265	0.063
2 ^{ème} étage	13.26	306	28344,78	1.05	1735,499	0.056	1	1425,522	0.065
1 ^{ème} étage	10.20	306	31502,716	1	1818,753	0.056	0.95	1438,11	0.068
RDC	7.14	408	36060,523	1.10	1879,662	0.051	0.96	1770,532	0.047
Sous-sol	3.06	306	39365,346	0.40	1898,529	0.027	0.34	1787,222	0.024

Tableau IV.8 : Vérification à L'effet P-Δ.

▪ **Analyse des résultats**

On remarque d'après les résultats obtenus que θ_k est inférieur à 0.1 dans tous les niveaux, d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

f. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article (4.3.6) du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

	V_{st} (KN)	$0.8 * V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$V_{dyn} \geq 0.8 * V_{st}$
Sens xx	2194.25	1755.40	1898,529	vérifier
Sens yy	2068.46	1654.768	1787,222	vérifier

Tableau IV.9 : Vérification de la résultante des forces.

V_{dyn} : Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

IV.6 Conclusion

Reposant sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

V.1 Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ses actions au sein de l'ouvrage.

Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

V.2 Étude des poteaux

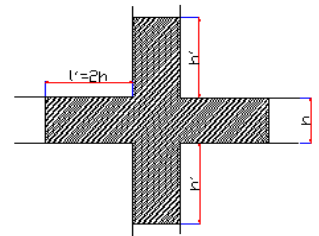
Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- | | | |
|-------------------|-------------------|---------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G \pm Ey$ | |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q \pm Ex$ | (RPA99) |
| 3) $0.8G \mp Ex$ | 6) $G + Q \pm Ey$ | |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)



FigureV.1 : Zone nodale

V.2.1 Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

a)- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 * h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone IIa- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol et RDC	75*70	42.00	210	315
1 ^{er} et 2 ^{ème}	70*65	36.40	182	273
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	65*60	31.20	156	243
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	60*55	26.40	132	198
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	55*50	22.00	110	165
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	50*45	18.00	90	135
Terrasse	45*40	14.40	72	108

Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA (article 7.4.2.2)}$$

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'élancement 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 déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ en zone IIa
- **Dans la zone courante** $t' \leq 15\phi_l$ en zone I et IIa

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Niveaux	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{cor}}$	
	N(KN)	M (KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol et RDC	4101.68	204.2931	279.8571	439.651	1096.696	96.5794
1 ^{er} et 2 ^{ème}	2410.717	27.6302	164.6065	1414.30	174.45	22.3764
3 ^{ème} et 4	1877.733	24.1534	165.7849	1038.988	63.708	67.3226

éme						
5 ^{éme} et 6 ^{éme}	1385.332	19.3011	140.0017	697.30	55.501	61.9239
7 ^{éme} et 8 ^{éme}	930.775	14.4161	109.0175	540.754	13.875	4.7483
9 ^{éme} et 10 ^{éme}	509.831	10.2645	83.4652	119.021	62.269	0.9082
Terrasse	122.769	19.8102	52.9927	76.884	0.257	9.0347

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.

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.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau rectangulaire le plus sollicité du sous-sol et RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} = 4101.68 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 204.2931 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 279.8571 \text{ KN.m} \longrightarrow N_{\text{cor}} = 439.651 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = 1096.696 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{cor}} = 96.5794 \text{ KN.m}$$

1^{er} cas :

$$N_{\max} = 4101.68 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 204.2931 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{204.2931}{4101.68} = 0,05\text{m}$$

$$e < \frac{h}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression se trouve entre les deux traces des}$$

armatures.

$$N(d - d') - M_A \geq (0.337 * h - 0.81d') * b * h * f_{bu} \dots\dots\dots(I)$$

$$M_A = M + N(d - \frac{h}{2}) = 204.2931 + 4101.68 * (0.675 - \frac{0.75}{2})$$

$$\Rightarrow M_A = 1434.797 \text{ KN.m}$$

$$N(d - d') - M_A = 1128.753 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 * h - 0.81d') * b * h * f_{bu} = 1582.323 \text{ KN.m}$$

D'où (I) n'est pas vérifiée, donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la compression simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b * d^2 * f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1434.339 * 10^{-3}}{0.7 * 0.675^2 * 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.31) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.47; Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z = 0.548 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{Z * f_{st}} = \frac{1434.339 * 10^{-3}}{0.548 * 348} \Rightarrow A_1 = 75.23 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 75.23 * 10^{-4} - \frac{4101.68}{348 * 10^3} \Rightarrow A = -42.63 \text{ cm}^2$$

$$A < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

2^{ème} cas :

$$M_{\max} = 279.8571 \text{ KN.m} \Rightarrow N_{\text{cor}} = 439.651 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{279.8571}{439.651} = 0.63 \text{ m}$$

$$e = 0.63 \text{ m} \geq \frac{h}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375 \Rightarrow \text{le centre de pression se trouve en dehors de la section.}$$

$$M_A = M + N * \left(d - \frac{h}{2}\right) = 279.8571 + 439.651 * \left(0.675 - \frac{0.75}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_A = 411.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b * d^2 * f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{411.75 * 10^{-3}}{0.7 * 0.675^2 * 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.09) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.12; Z = d * (1 - 0.4 * \alpha) \Rightarrow Z = 0.64 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{Z * f_{st}} = \frac{411.75 * 10^{-3}}{0.64 * 348} \Rightarrow A_1 = 18.48 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 18.48 * 10^{-4} - \frac{439.651}{348 * 10^3} \Rightarrow A = 5.84 \text{ cm}^2$$

3^{ème} cas :

$$N_{\min} = 1096.696 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 96.5794 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{96.5794}{1096.696} = 0.08 \text{ m}$$

$$e = 0.08 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.75}{2} = 0.375 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression se trouve entre les deux traces des armatures.}$$

$$N(d - d') - M_A \geq (0.337 * h - 0.81d') * b * h * f_{bu} \dots\dots\dots (I)$$

$$M_A = M + N * \left(d - \frac{h}{2}\right) = 96,5794 + 1096,696 * \left(0,675 - \frac{0,75}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_A = 425,58 \text{ KN.m}$$

$$N(d - d') - M_A = 259,85 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 * h - 0,81d') * b * h * f_{bu} = 1582,32 \text{ KN.m}$$

D'où (I) n'est pas vérifiée, donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la compression simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b * d^2 * f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{425,58 * 10^{-3}}{0,7 * 0,675^2 * 14,2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0,09) < (\mu_1 = 0,3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 * \left(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0,12; Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) \Rightarrow Z = 0,64 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_A}{Z * f_{st}} = \frac{425,58 * 10^{-3}}{0,64 * 348} \Rightarrow A_1 = 19,10 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 19,10 * 10^{-4} - \frac{1096,696}{348 * 10^3} \Rightarrow A = -12,41 \text{ cm}^2$$

$$A < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Armatures longitudinales

Niveau	Section (cm ²)	M(KN.m)	N(KN)	A _{sup}	A _{inf}	A _{min} RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sous-sol et RDC	75*70	279.8571	439.651	0	5.84	42.00	4HA25+8HA20= 44.77
1 ^{er} et 2 ^{ème}	70*65	164.6065	1414.30	0	0	36.40	4HA25+8HA16=35.72
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	65*60	67.3226	63.708	0	2.29	31.20	4HA25+8HA16=35.72
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	60*55	61.9239	55.501	0	2.43	26.40	4HA20+8HA16=28.65
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	55*50	4.7483	13.875	0	0.05	22.00	12HA16=24.13
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	50*45	83.4652	119.021	0	3.75	18.00	12HA14=18.47
Terrasse	45*40	52.9927	76.884	0	2.76	14.40	12HA14=18.47

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux

Section des armatures transversales

Niveau	Sous-sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	9 ^{ème} et 10 ^{ème}	Terrasse
Section (cm ²)	75*70	75*70	70*65	65*60	60*55	55*50	50*45	45*40
ϕ_t^{\max} (cm)	2.5	2.5	2.5	2.5	2	1.6	1.4	1.4
ϕ_t^{\min} (cm)	2	2	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4
l_f (cm)	214,2	285.6	214.2	214,2	214,2	214,2	214.2	214.2
λg	3.06	4.08	3.29	3.57	3.89	4.28	4.76	5.35
Vu (KN)	255.07	255.07	184.837	166.595	143.731	114.914	81.894	28.529
l_r (cm)	100	100	100	100	80	64	56	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
t ³ zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	4.78	4.78	3.71	3.60	3.36	2.93	2.30	0.59
A_t^{\min} zone nodale (cm ²)	2.59	2.82	2.44	2.31	2.18	2.04	1.91	1.20
A_t^{\min} zone courante (cm ²)	4.411	4.921	4.131	4.547	4.688	3.672	2.898	1.845
A_t adopté (cm ²)	7HA10= 5.50	7HA10= 5.50	7HA10= 5.50	7HA10= 5.50	7HA10= 5.50	7HA10= 5.50	7HA10= 5.50	7HA10= 5.50

Tableau V.4 : Armatures transversales

Conformément aux règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} * \phi_l^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.4 Vérifications

Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 4.08\text{m}$ et un effort normal de 3890.629KN

$$N_u = \alpha * \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{BAEL (Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

B_r : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple illustratif

$$l_f = 0.7 * l_0 \Rightarrow l_f = 2.856 \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.21 \text{ m} \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.856}{0.21} \Rightarrow \lambda = 13.60 \Rightarrow \alpha = 0.82$$

$$B_r = (0.75 - 0.02) * (0.70 - 0.02) = 0.49 \text{ m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$\text{Donc : } N_u = 0.82 * \left(\frac{0.49 * 10^6 * 25}{0.9 * 1.5} + 44.77 * 10^2 * \frac{400}{1.15} \right) * 10^{-3} = 8717.65 \text{ KN}$$

On a $N_u^{\max} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_u^{\max} (KN)
Sous-sol et	3.06	2.142	0.21	10.19	0.83	44.77	0.49	8823.97	3890.629
RDC	4.08	2.856	0.21	13.60	0.82	44.77	0.49	8717.65	3890.629
1 ^{er} et 2 ^{ème}	3.06	2.142	0.19	11.27	0.83	35.72	0.42	7486.77	2170.954
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	3.06	2.142	0.18	11.90	0.83	35.72	0.36	6564.55	1609.127
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	3.06	2.142	0.17	12.60	0.82	28.65	0.30	5372.70	1089.978
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	3.06	2.142	0.16	13.38	0.82	24.13	0.25	4484.52	674.540
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	3.06	2.142	0.14	15.30	0.81	18.47	0.20	3520.37	367.920
Terrasse	3.40	2.380	0.13	18.30	0.80	18.47	0.16	2884.32	93.396

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal réduit.

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{\max} < N_u$

Vérification des contraintes

Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement. Et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \cdot v \right)$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + [15 \cdot A \cdot (d-v)^2] + [15 \cdot A' \cdot (v-d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot (A \cdot d + A' \cdot d')}{b \cdot h + 15 \cdot (A + A')} ; \text{et } v' = h - v ; d = 0.9 \cdot h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \cdot (v^3 + v'^3) + 15 \cdot A \cdot (d-v)^2 \text{ et } v = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A}$$

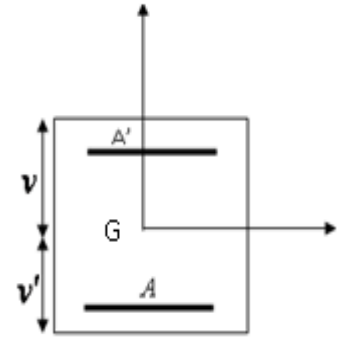


Figure V.2 : Section du poteau

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Sous-sol et RDC	70	44.77	41.18	33.82	0.0308	2268.27	93.04	4.32	vérifiée
1 ^{er} 2 ^{ème} étages	65	35.72	38.16	31.84	0.0228	1785.71	48.06	4.20	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	61	35.72	35.94	29.06	0.0175	1390.91	46.41	3.57	vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	56	28.65	32.99	27.01	0.0124	1026.17	46.62	4.34	vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	51	24.13	30.23	24.77	0.0086	689.463	44.86	4.08	vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	47	18.47	27.41	22.59	0.0058	377.65	49.84	4.03	vérifiée
Terrasse	42	18.47	25.10	19.9	0.0039	90.94	33.36	2.65	vérifiée

Tableau V.6 : Justification des contraintes

Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 v 2003 (Art 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous}$$

combinaison sismique).

Niveau	section	lf(m)	λg	ρ_d	d(cm)	Vu(KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observ
Sous-sol	75*70	2.142	3.06	0.04	70	80.75	0.16	1	Vérifiée
RDC	75*70	2.856	4.08	0.04	70	80.75	0.16	1	Vérifiée
1 ^{er} 2 ^{ème} étages	70*65	2.142	3.29	0.04	65	52.81	0.12	1	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étages	65*60	2.142	3.57	0.04	61	50.53	0.13	1	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	60*55	2.142	3.89	0.04	56	40.36	0.13	1	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	55*50	2.142	4.28	0.04	51	32.22	0.12	1	Vérifiée
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	50*45	2.142	4.76	0.04	47	34.18	0.16	1	Vérifiée
Terrasse	45*40	2.380	5.35	0.07 5	42	15.56	0.092	1.875	Vérifiée

Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles

V.2.5 Disposition constructive des poteaux

▪ Longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r > 40 * \Phi \text{ en zone IIa}$$

$$\text{Sous-sol et RDC : } \Phi = 2.5\text{cm} \rightarrow L_r > 40 * 2.5 = 100\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 100\text{cm}$$

$$1^{\text{er}} \text{ 2}^{\text{ème}} \text{ étages : } \Phi = 2.5\text{cm} \rightarrow L_r > 40 * 2.5 = 100\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 100\text{cm}$$

$$3^{\text{ème}}, 4^{\text{ème}} \text{ étages: } \Phi = 2.5\text{cm} \rightarrow L_r > 40 * 2.5 = 100\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 100\text{cm}$$

$$5^{\text{ème}}, 6^{\text{ème}} \text{ étages: } \Phi = 2\text{cm} \rightarrow L_r > 40 * 2 = 80\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 80\text{cm}$$

$$7^{\text{ème}}, 8^{\text{ème}} \text{ étage: } \Phi = 1.6\text{cm} \rightarrow L_r > 40 * 1.6 = 64\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 64\text{cm}$$

$$9^{\text{ème}} \text{ et } 10^{\text{ème}} \text{ étage: } \Phi = 1.4\text{cm} \rightarrow L_r > 40 * 1.4 = 56\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 56\text{cm}$$

$$\text{Terrasse: } \Phi = 1.4\text{cm} \rightarrow L_r > 40 * 2.5 = 56\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 56\text{cm}$$

Les zones nodales

La zone nodale est définie par h' ;

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

($h_1 * b_1$) : section de poteau, h_e : hauteur d'étage.

$$\text{Sous-sol et RDC : } h' = 75 \text{ cm}$$

$$1^{\text{er}} \text{ 2}^{\text{ème}} \text{ étages : } h' = 70\text{cm}$$

3^{ème}, 4^{ème} étages: $h' = 65$ cm

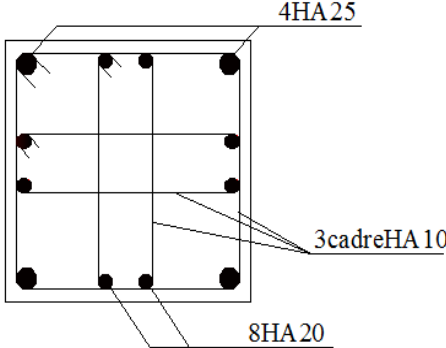
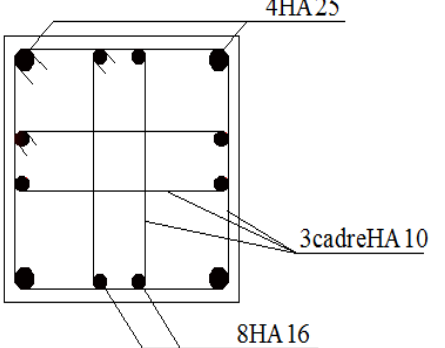
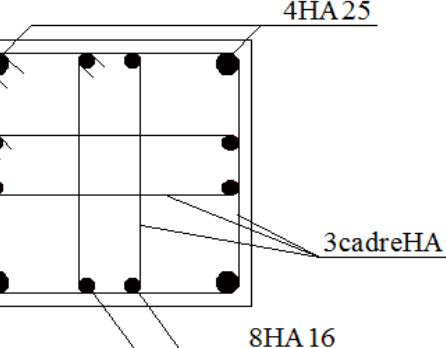
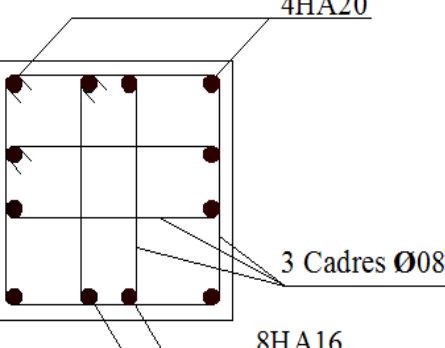
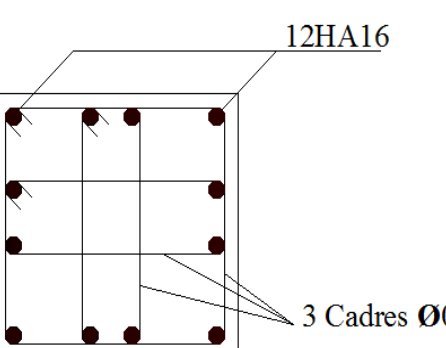
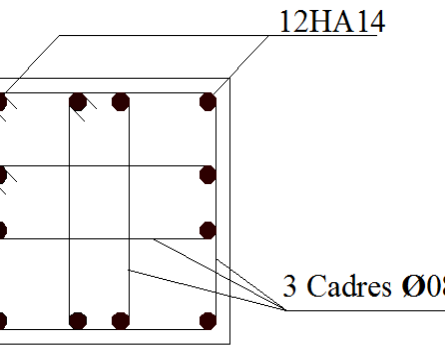
5^{ème}, 6^{ème} étages: $h' = 60$ cm

7^{ème}, 8^{ème} étage: $h' = 60$ cm

9^{ème} et 10^{ème} étage: $h' = 60$ cm

Terrasse: $h' = 60$ cm

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

 <p>4HA25 3cadreHA10 8HA20</p>	 <p>4HA25 3cadreHA10 8HA16</p>
<p>Les poteaux de sous-sol et RDC</p>	<p>Les poteaux de 1^{er} et 2^{ème}</p>
 <p>4HA25 3cadreHA10 8HA16</p>	 <p>4HA20 3 Cadres Ø08 8HA16</p>
<p>Les poteaux de 3^{ème} et 4^{ème}</p>	<p>Les poteaux de 5^{ème} et 6^{ème}</p>
 <p>12HA16 3 Cadres Ø08</p>	 <p>12HA14 3 Cadres Ø08</p>
<p>Les poteaux de 7^{ème} et 8^{ème}</p>	<p>Les poteaux de 9^{ème} et 10^{ème}</p>

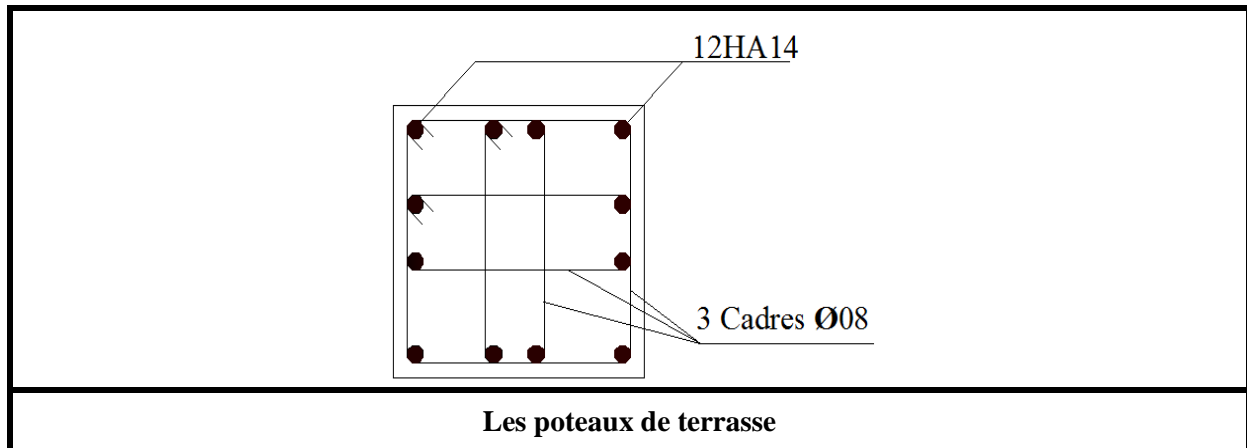


Tableau V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Après détermination des sollicitations (M , V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le RPA en zone II.a.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 (Article 5.2) suivantes :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $0.8*G+E$
- 5) $0.8*G-E$

V.3.1 Recommandation du RPA99 :

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre

$$\text{est de } 0.5\% , A_1^{\min} = 0.5\% * b * h .$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% de la section de béton en zone courante.
- 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 * \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 * S_t * b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 * \phi_l\right)$. (dans la zone nodale et travée si les armatures comprimées sont nécessaires).
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
 - La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.
 - Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2 Ferrailage des poutres :**Les armatures longitudinales :**

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. On a pris le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Niveau	section	localisation	A_{calcul} SAP2000 (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A_{max} RPA (cm ²)	A_{adpt} (cm ²)	Nbr de barres
Sous-sol	35*45	Appuis	10.23	7.87	94.50	10.65	3HA16+3HA14
		Travée	6.00	7.87	63.00	8.01	3HA14+3HA12
RDC	35*45	Appuis	12.18	7.87	94.50	12.06	6HA16
		Travée	8.92	7.87	63.00	9.24	6HA14
1 ^{er} étages	35*45	Appuis	13.54	7.87	94.50	14.04	3HA20+3HA14
		Travée	9.47	7.87	63.00	10.65	3HA16+3HA14
2 ^{eme} étages	35*45	Appuis	13.33	7.87	94.50	10.65	3HA16+3HA14
		Travée	8.84	7.87	63.00	9.24	6HA14
3 ^{eme} étages	35*45	Appuis	12.10	7.87	94.50	12.06	6HA16
		Travée	8.51	7.87	63.00	9.24	6HA14
4 ^{eme} étage	35*45	Appuis	11.23	7.87	94.50	12.06	6HA16
		Travée	8.15	7.87	63.00	8.01	3HA14+3HA12
5 ^{eme}	35*45	Appuis	10.74	7.87	94.50	10.65	3HA16+3HA14
		Travée	7.53	7.87	63.00	8.01	3HA14+3HA12
6 ^{eme}	35*45	Appuis	10.43	7.87	94.50	10.65	3HA16+3HA14

		Travée	6.99	7.87	63.00	8.01	3HA14+3HA12
7 ^{ème}	35*45	Appuis	10.01	7.87	94.50	10.65	3HA16+3HA14
		Travée	6.24	7.87	63.00	8.01	3HA14+3HA12
8 ^{ème}	35*45	Appuis	9.63	7.87	94.50	9.24	6HA14
		Travée	5.60	7.87	63.00	8.01	3HA14+3HA12
9 ^{ème}	35*45	Appuis	9.56	7.87	94.50	10.65	3HA16+3HA14
		Travée	4.89	7.87	63.00	8.01	3HA14+3HA12
10 ^{ème}	35*45	Appuis	9.30	7.87	94.50	9.24	6HA14
		Travée	5.33	7.87	63.00	8.01	3HA14+3HA12
Terrasse	35*45	Appuis	6.12	7.87	94.50	8.01	3HA14+3HA12
		Travée	3.84	7.87	63.00	8.01	3HA14+3HA12

Tableau V.9 : V Ferrailage longitudinal

▪ **Longueurs de recouvrement**

$$L_r > 40\phi_L$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \cdot 2 = 80 \text{ cm, on adopte } L_r = 90 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \cdot 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \cdot 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \cdot 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$$

Armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_L\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}, \frac{35}{10}, 1.2\right) = 1.2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on prend } \phi_t = 10 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Espacement S_t d'armatures transversales

1-Selon le BAEL91 (Article H.III.3)

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \Rightarrow S_{t2} \leq 89.71 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \min(0.9 \cdot d; 40\text{cm}); S_{t2} \leq 38.25 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.9 \cdot A_t \cdot f_e}{\gamma_s \cdot b_0 \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 47.45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon RPA99V2003

Zone nodale : $S_t < \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_{\min}, 30\text{cm}\right) = 11.25\text{cm}$ soit $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t < h/2 = 22.5\text{cm}$. Soit $S_t = 15\text{cm}$

Vérification des sections d'armatures transversales

$A_t > 0,003 \cdot S_t \cdot b$.

$A_t = 3.14\text{cm}^2 > 0.003 \cdot S_t \cdot b = 1.57\text{cm}^2$ Vérifiée

V.3.3 Vérifications

Vérification à l'ELU

Contrainte tangentielle maximale

2.1) Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$ BAEL91 (Article H.III.1)

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \cdot f_{c28}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$.

Poutres	V_u (MN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres (35*45)	0.137	0.92	3.25	Vérifiée

Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles.

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

-Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e}$ (1).

-Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \cdot d}\right)$ (2).

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
35*45	14.04	0.137	0.141	6.15	4.73	Vérifiée

Tableau V.11: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Vérification à l'ELS

Etat limite de compression du béton

$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot d \cdot A_s = 0$; $\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$

$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot \left[A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2 \right]$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
35*45 cm ²	Appuis	103.82	0.00396	15.65	4.10	vérifiée
	Travées	57.40	0.00136	13.99	5.90	vérifiée

Tableau V.12 : Vérification de l'état limite de compression.

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

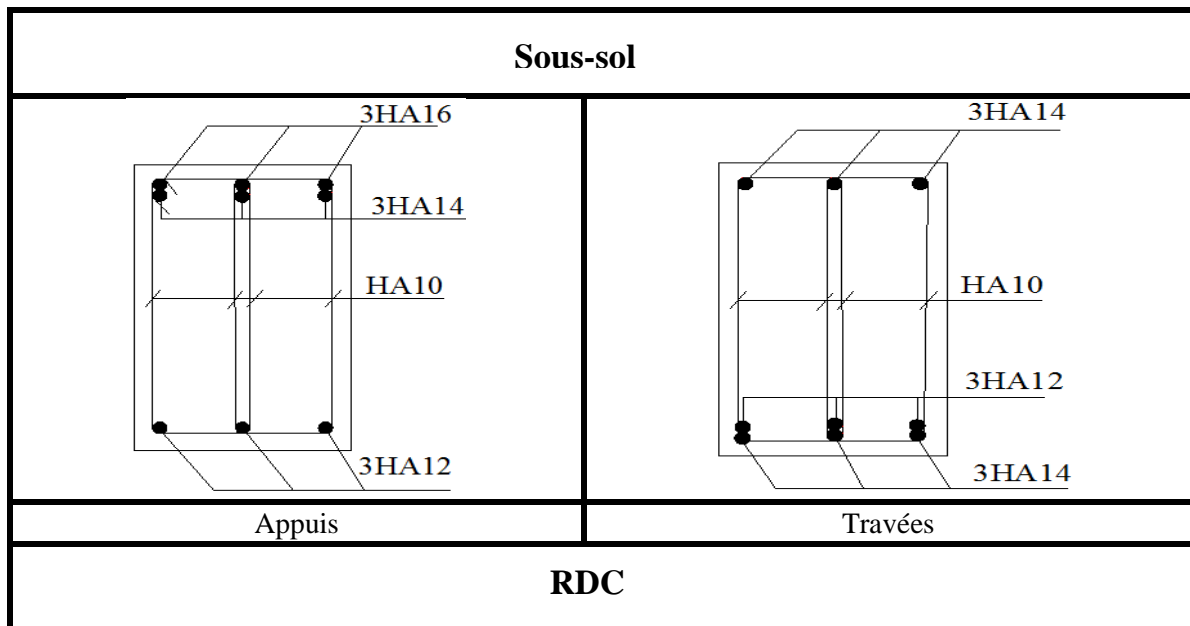
D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification de la flèche est inutile si :

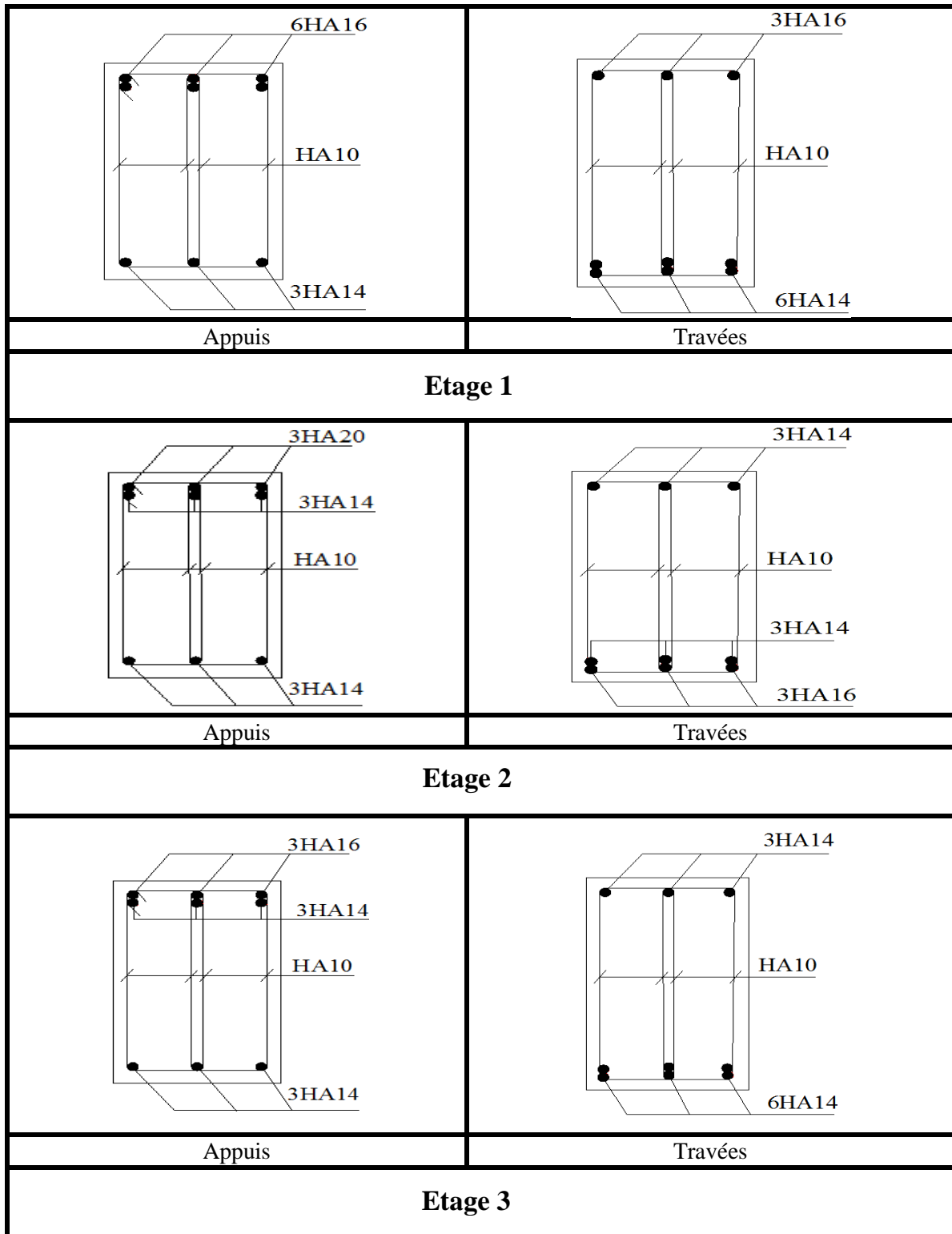
$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

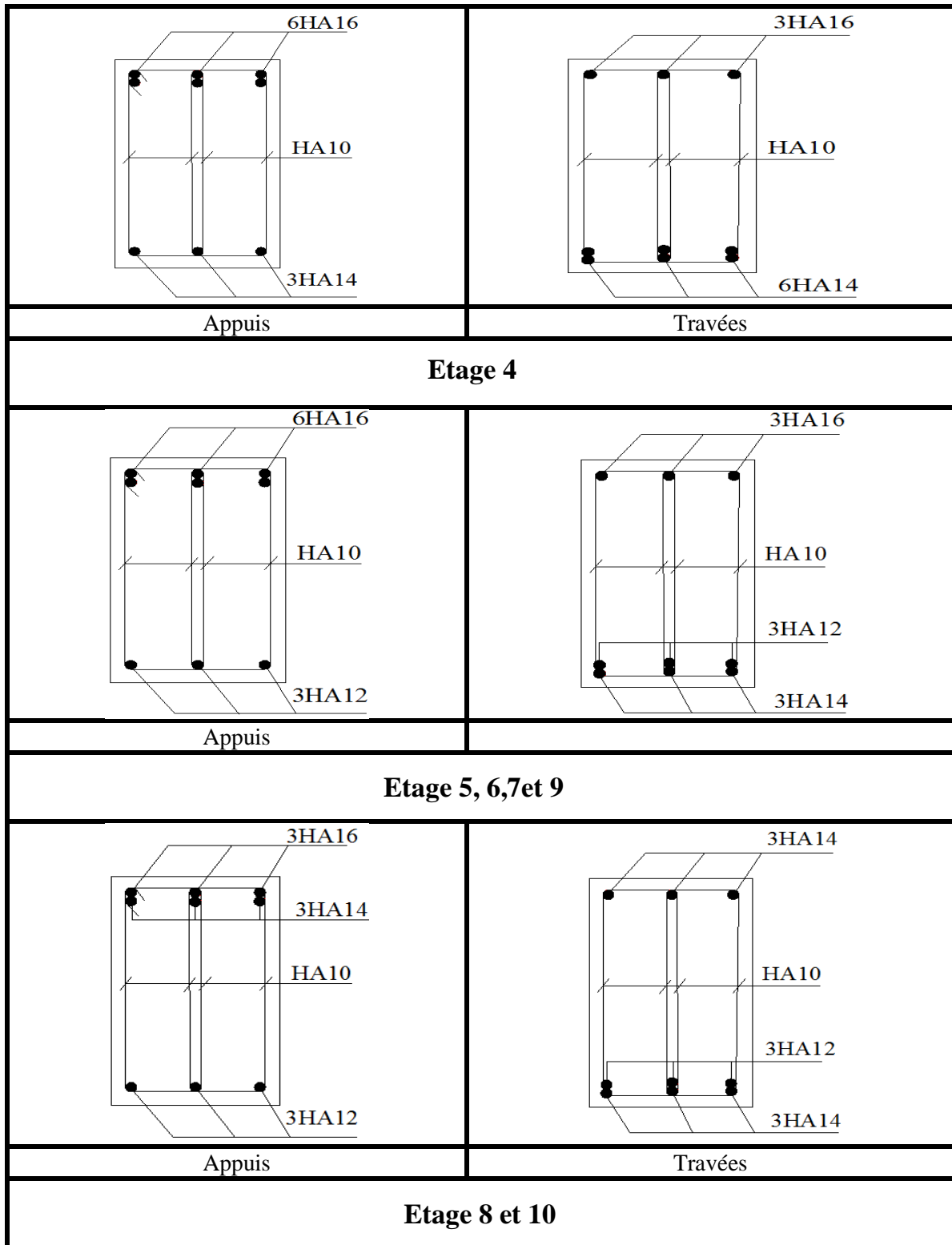
	h cm	b cm	l(cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 * M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 * d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Poutre 35*45	45	35	670	8.01	0.067	0.059	0.0058	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.13 : Vérification de la flèche pour les poutres

V.3.4 Schéma de ferrailage des Poutres







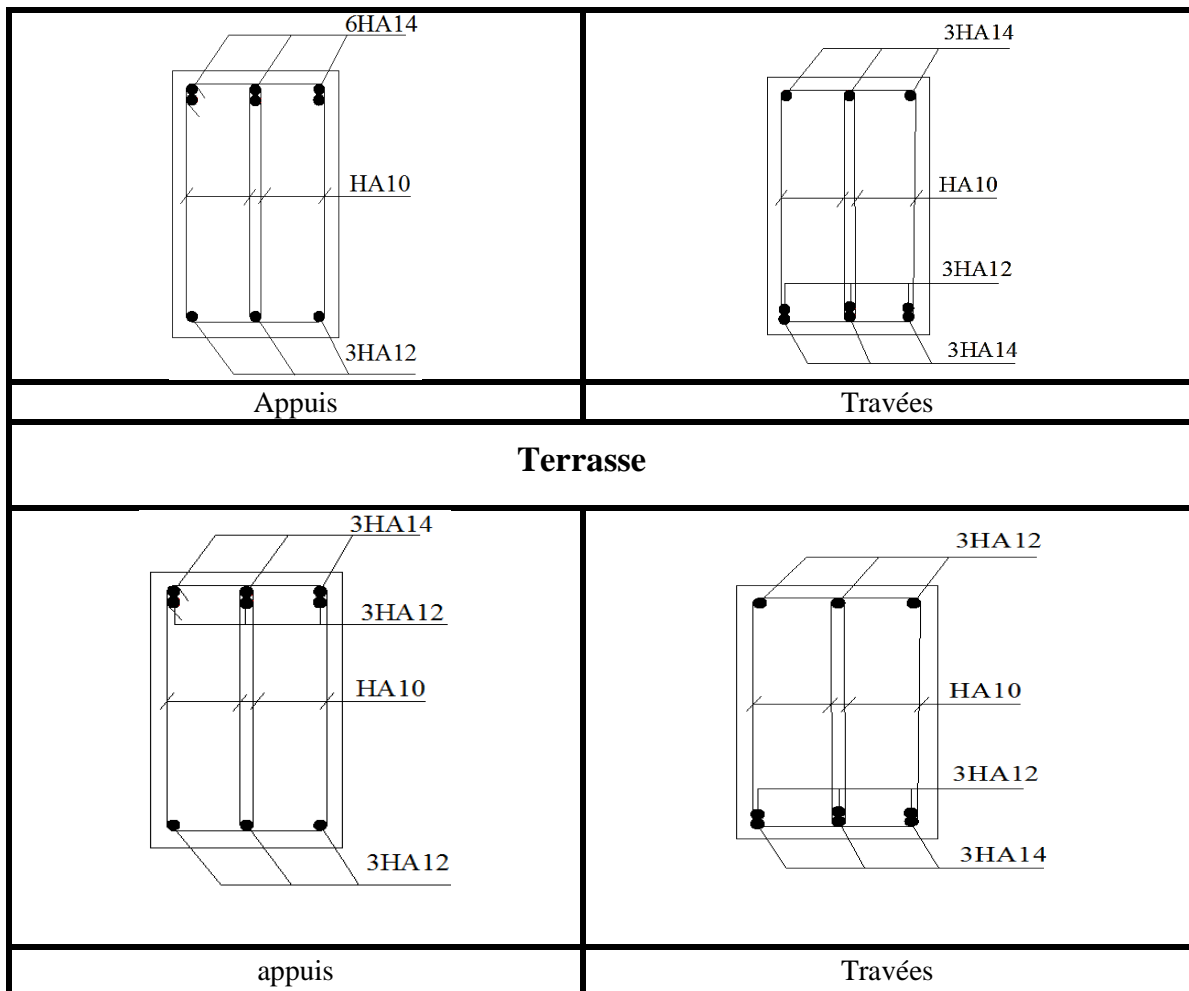


Tableau V.14 : Section de ferrailage des poutres

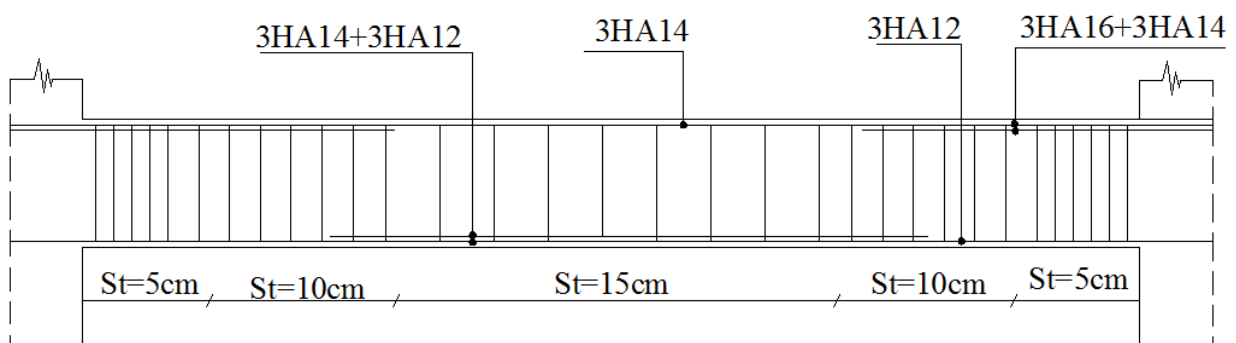


Figure V.3 : Ferrailage des poutres de l'étage 5, 6,7et 9

Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 99/2003 (article 7.6.2).

Dans le but de permettre la formulation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant aux nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 * (|M_w| + |M_e|)$$

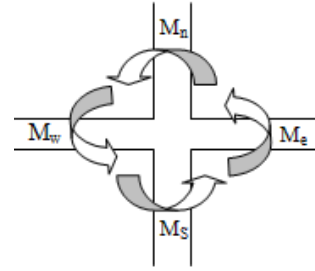


Figure V.4 : Localisation des moments dans la Zone nodale

V.3.5 Détermination des moments résistants

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section.
- De la quantité d'armatures dans la section.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z * A_s * \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right) ; Z = 0.85 * h$$

Poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (m)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Sous-sol et RDC	75*70	0.637	44.77	991.947
1 ^{er} et 2 ^{ème}	70*65	0.595	35.72	739.248
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	65*60	0.552	35.72	685.824
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	60*55	0.510	28.65	508.226
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	55*50	0.467	24.13	391.955
9 ^{ème} et 10 ^{ème}	50*45	0.425	18.47	273.034
Terrasse	45*40	0.382	18.47	245.410

Tableau V.15 : Les moments résistants dans les poteaux

Poutre

Niveau	Section (cm)	Z(m)	A_s (cm ²)	M_r (KNm)
Sous-sol	35*45	0.382	10.65	141.506
RDC	35*45	0.382	12.06	160.240
Etage 1	35*45	0.382	14.04	186.548
Etage 2	35*45	0.382	10.65	141.506

Etage 3	35*45	0.382	12.06	160.240
Etage 4	35*45	0.382	12.06	160.240
Etage 5, 6, 7 et 9	35*45	0.382	10.65	141.506
Etage 8 et 10	35*45	0.382	9.24	122.771
Terrasse	35*45	0.382	8.01	106.428

Tableau V.16 : Les moments résistants dans les poutres.

V.3.6 Vérification des zones nodales

Niveau	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	M_n (KN.m)	$M(KN.m)_s$	$M_n + M_s$ (KN.m)	observations
Sous-sol	141.506	141.506	353.765	991.947	991.947	1983.894	Vérifiée
RDC	160.240	160.240	400.600	991.947	991.947	1983.894	Vérifiée
1 ^{er}	186.548	186.548	466.370	739.248	739.248	1478.496	Vérifiée
2 ^{ème}	141.506	141.506	353.765	739.248	739.248	1478.496	Vérifiée
3 ^{ème}	160.240	160.240	400.600	685.824	685.824	1371.648	Vérifiée
4 ^{ème}	160.240	160.240	400.600	685.824	685.824	1371.648	Vérifiée
5 ^{ème}	141.506	141.506	353.765	508.226	508.226	1016.452	Vérifiée
6 ^{ème}	141.506	141.506	353.765	508.226	508.226	1016.452	Vérifiée
7 ^{ème}	141.506	141.506	353.765	391.955	391.955	783.910	Vérifiée
8 ^{ème}	122.771	122.771	306.927	391.955	391.955	783.910	Vérifiée
9 ^{ème}	141.506	141.506	353.765	273.034	273.034	546.068	Vérifiée
10 ^{ème}	122.771	122.771	306.927	273.034	273.034	546.068	Vérifiée
Terrasse	106.428	106.428	266.070	245.410	245.410	490.820	Vérifiée

Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale dans différent étage

V.4 Etude des voiles

V.4.1 Définition

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventés par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, voile simple et voile composé.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter des armatures verticales et horizontales.



Figure V.5 : Voile simple

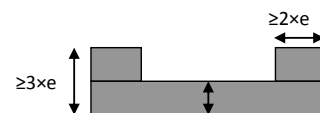


Figure V.6 : Voile composé

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-**Voiles élancés** avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

-**Voiles courts** avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- Flexion.
- Flexion par effort tranchant.
- Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales

V.4.2 Recommandation du RPA99

a- Armatures verticales

Sont destinées à reprendre les effets de la flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés par des cadres horizontaux dont l'espacement S est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes.

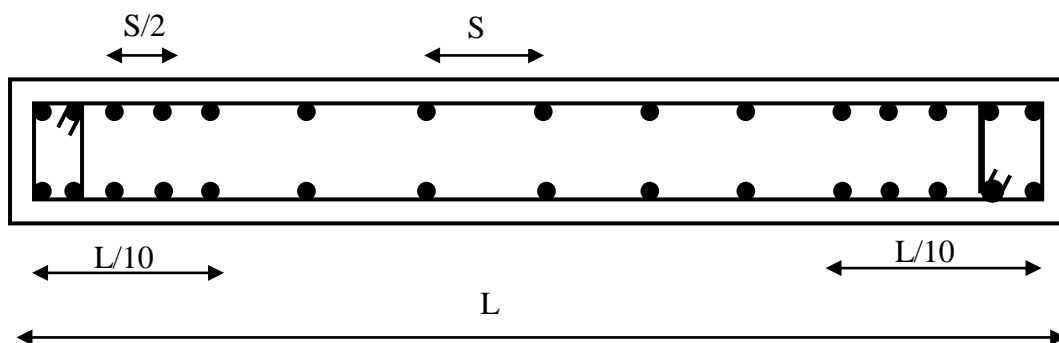


Figure V.7 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).

b- Armatures horizontales

Sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur $10\varnothing$.

c- Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

d- armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1.1 * \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

e- Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{\min} = 0.15\%$ Section globale du voile.

$A_{\min} = 0.10\%$ Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a, 30\text{cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\varnothing < a/10$ en zone courante.

f-Longueur de recouvrement

$L_r = 40\varnothing$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\varnothing$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

V.4.3 Disposition des voiles

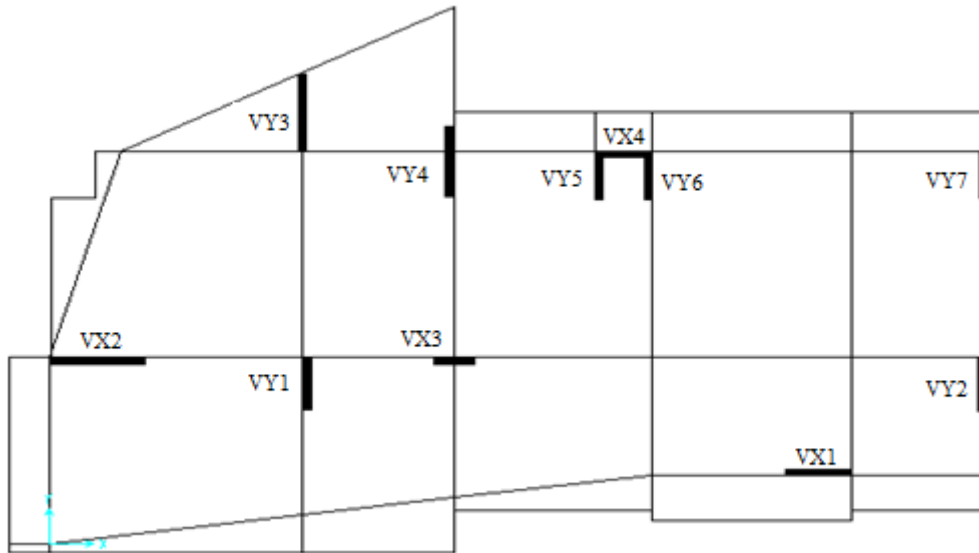


Figure V.8 : Disposition des voiles.

V.4.4 Ferrailage des voiles

1. Armatures verticales

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 des sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M \text{ correspondant.}$$

$$N_{\min} \rightarrow M \text{ correspondant.}$$

$$M_{\max} \rightarrow N \text{ correspondant}$$

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du RPA 99/V2003

Armatures horizontales : Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b * S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 * f_{tj} * k}{0.9 * \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA 99.

A_v^{\min}/voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

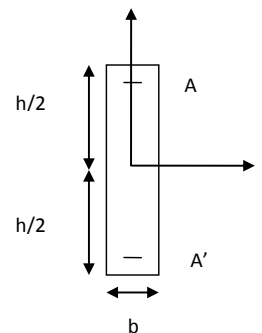
$$A_v^{\min} = 0.15\% * b * L.$$

$A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}/\text{face}$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$: Nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.



A_h^{\min} /face : section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{\min} = 0.15 \cdot b \cdot h$.

$A_h^{\text{calculé}}$ /face : section d'armatures horizontales calculées. ($A_{\text{adopté}}/4$).

$A_h^{\text{adopté}}$ /face : section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

		NIV	$N_{\min} \longrightarrow$	M_{corr}	$M_{\max} \longrightarrow$	N_{corr}	$N_{\max} \longrightarrow$	M_{corr}
V_{x1}	e=20cm	S sol et RDC	390.853	777.0018	811.0731	553.733	1099.44	229.9813
	e=15cm	3 à 7	386.572	238.2257	896.3182	566.709	830.989	342.8018
		8 à 10	109.617	173.3184	278.1546	272.359	272.359	278.1546
V_{x2}	e=20cm	S sol et RDC	792.532	2863.4413	2883.1183	1140.491	2348.724	132.8196
	e=15cm	3 à 7	496.831	1622.4556	1685.8415	1409.125	1429.467	122.5395
		8 à 10	114.345	424.3703	996.3128	484.194	484.194	428.9569
V_{x3}	e=20cm	S sol et RDC	295.499	216.9409	220.8079	432.016	933.161	182.1377
	e=15cm	1 à 5	-183.257	407.1116	483.8775	645.784	645.784	483.8775
		6 à 10	205.141	285.5724	319.5013	193.970	-305.684	19.7877
V_{y1}	e=20cm	S sol et RDC	775.828	46.5373	1442.9083	2107.033	2170.323	99.9359
	e=15cm	1 à 5	695.087	266.0281	1689.6468	1015.871	1400.514	251.2316
		6 à 10	216.437	233.8449	382.2352	435.206	435.206	382.2352
V_{y2}	e=20cm	S sol et RDC	290.814	80.5876	697.6085	529.924	1125.459	51.903
	e=15cm	1 à 5	320.120	111.9724	929.0623	508.365	718.825	140.4475
		6 à 10	134.075	109.1336	149.4568	198.801	276.407	130.0922
V_{y3}	e=20cm	S sol et RDC	650.306	112.6325	1606.9496	987.803	1584.306	176.288
	e=15cm	1 à 5	476.491	722.8306	936.6476	871.008	1010.624	160.624
		6 à 10	182.593	310.6899	924.6898	314.053	372.484	460.4999
V_{y4}	e=20cm	S sol et RDC	586.361	123.9706	809.3632	810.936	1334.568	25.8346
	e=15cm	1 à 5	154.04	107.4631	913.660	696.851	1053.955	447.0775
		6 à 10	-146.565	13.3337	449.3674	322.833	579.534	411.5809
V_{y7}	e=20cm	S sol et RDC	290.297	6.59	614.1623	1113.838	1120.048	103.9575

	e=15cm	1 à 5	306.897	10.4616	622.7786	610.567	730.918	138.0189
		6 à 10	98.974	64.493	171.4737	272.846	272.846	171.4737

Tableau V.18 : Récapitulation des efforts dans les voiles.**Voiles parallèles à xx'**

	Voile V _{x1}			Voile V _{x2}		
	Sous-sol et RDC	Etage 1 à 5	Etage 6 à 10	Sous-sol et RDC	Etage 1 à 5	Etage 6 à 10
L(m)	2	2	2	3.46	3.46	3.46
e(m)	0.2	0.15	0.15	0.2	0.15	0.15
M (KN.m)	811.0731	342.8018	278.1546	132.8196	122.5395	996.3128
N (KN)	553.733	830.989	272.359	2348.724	1429.467	484.194
V(KN)	190.901	120.727	36.36	648.106	253.481	120.22
τ (MPa)	0.724	0.625	0.188	1.45	0.759	0.360
A_v^{\min}/face	6.00	4.5	4.5	10.38	7.785	7.785
$A^V_{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	19.18	16.97	7.99	34.88	21.58	15.33
$A^V_{\text{Adopter}}/\text{face}(\text{m}^2)$	20.36	17.28	9.23	37.19	23.43	17.47
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	4HA16+ 8HA14	4HA16+ 6HA14	4HA12+ 6HA10	8HA20+6HA 16	4HA16+ 10HA14	4HA14+ 10HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
$A^h_{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	5.09	4.32	2.30	9.29	5.85	4.36
A^h_{\min}/face	12.24	8.10	8.10	12.24	8.10	8.10
$A^h_{\text{Adopter}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	12.32	9.05	9.05	12.32	9.05	9.05
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	8HA14	8HA12	8HA12	8HA14	8HA12	8HA12
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15

Tableau V.19 : Ferrailage des voiles V_{x1}, V_{x2}.

	Voile V _{x3}		
	Sous-sol et RDC	Etage 1 à 5	Etage 6 à 10
L(m)	1.20	1.20	1.20
e(m)	0.2	0.15	0.15
M (KN.m)	182.1377	407.1116	319.5013
N (KN)	933.161	-183.257	193.970
V(KN)	49.375	220.268	129.114

τ (MPa)	0.320	1.09	1.110
A_v^{\min}/face	3.60	2.70	2.70
$A^V_{\text{Calcul}}/\text{face}$ (cm ²)	17.93	13.03	10.82
$A^V_{\text{Adopter}}/\text{face}$ (m ²)	18.22	13.76	11.31
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6HA16+4HA14	6HA14+4HA12	10HA12
S_t (cm)	20	20	20
$A^h_{\text{Calcul}}/\text{face}$ (cm ²)	4.55	3.44	2.82
A_h^{\min}/face	12.24	8.10	8.10
$A^h_{\text{Adopter}}/\text{face}$ (cm ²)	12.32	9.05	9.05
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	8HA14	8HA12	8HA12
S_t (cm)	15	15	15

Tableau V.20 : Ferrailage des voiles Vx3

Voiles parallèles à yy'

	Voile V_{y1}			Voile V_{y2}		
	Sous-sol et RDC	Etage 1 à 5	Etage 6 à 10	Sous-sol et RDC	Etage 1 à 5	Etage 6 à 10
L(m)	2.80	2.80	2.80	2	2	2
e(m)	0.2	0.15	0.15	0.2	0.15	0.15
M (KN.m)	1442.9083	251.2316	382.2352	51.903	140.4475	130.0922
N (KN)	2107.033	1400.514	435.206	1125.459	718.825	276.407
V(KN)	306.456	236.955	61.073	177.016	130.836	24.601
τ (MPa)	0.851	0.877	0.226	0.688	0.508	0.127
A_v^{\min}/face	8.40	6.30	6.30	8.00	4.50	4.50
$A^V_{\text{Calcul}}/\text{face}$ (cm ²)	30.29	22.75	12.52	16.94	12.39	7.95
$A^V_{\text{Adopter}}/\text{face}$ (m ²)	30.91	22.24	13.57	17.28	12.95	9.23
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6HA20+6HA16	8HA16+4HA14	12HA12	4HA16+6HA14	4HA14+6HA12	4HA12+4HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
$A^h_{\text{Calcul}}/\text{face}$ (cm ²)	7.72	5.56	3.39	4.32	3.23	2.30
A_h^{\min}/face	12.24	8.10	8.10	12.24	8.10	8.10
$A^h_{\text{Adopter}}/\text{face}$ (cm ²)	12.32	9.05	9.05	12.32	9.05	9.05
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	8HA14	8HA12	8HA12	8HA14	8HA12	8HA12
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15

Tableau V.21 : Ferrailage des voiles V_{y1} , V_{y2}

	Voile V_{y3}			Voile V_{y4}		
	Sous-sol et RDC	Etage 1 à 5	Etage 6 à 10	Sous-sol et RDC	Etage 1 à 5	Etage 6 à 10
L(m)	2.56	2.56	2.56	2.40	2.40	2.40
e(m)	0.2	0.15	0.15	0.2	0.15	0.15
M (KN.m)	1606.9496	936.6476	924.6898	809.3632	447.0775	411.5809
N (KN)	987.803	871.008	314.053	810.936	1053.955	579.534
V(KN)	477.478	145.082	130.075	142.298	169.348	136.505
τ (MPa)	1.45	0.580	0.545	0.461	0.731	0.589
A_v^{\min}/face	7.68	5.76	5.76	7.20	5.40	5.40
$A^V_{\text{Calcul}}/\text{face}$ (cm ²)	24.79	23.21	15.14	21.52	20.60	13.34
$A^V_{\text{Adopter}}/\text{face}$ (m ²)	24.73	23.78	16.34	22.24	20.36	13.57
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	10HA16+3H A14	8HA16+ 5HA14	4HA14+ 9HA12	8HA16+4HA 14	4HA16+ 8HA14	12HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
$A^h_{\text{Calcul}}/\text{face}$ (cm ²)	6.18	5.94	4.08	5.56	5.09	3.39
A_h^{\min}/face	12.24	8.10	8.10	12.24	8.10	8.10
$A^h_{\text{Adopter}}/\text{face}$ (cm ²)	12.32	9.05	9.05	12.32	9.05	9.05
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	8HA14	8HA12	8HA12	8HA14	8HA12	8HA12
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15

Tableau V.22 : Ferrailage des voiles V_{y3} , V_{y4}

	Voile V_{x7}		
	Sous-sol et RDC	Etage 1 à 5	Etage 6 à 10
L(m)	2	2	2
e(m)	0.2	0.15	0.15
M (KN.m)	614.1623	622.7786	171.4737
N (KN)	1113.838	610.567	272.846
V(KN)	143.226	87.869	25.34
τ (MPa)	0.556	0.455	0.131
A_v^{\min}/face	6.00	4.50	4.50
$A^V_{\text{Calcul}}/\text{face}$ (cm ²)	25.02	17.91	10.41
$A^V_{\text{Adopter}}/\text{face}$ (m ²)	26.89	17.75	11.31

$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6HA20+4HA16	5HA16+5HA14	10HA12
S_t (cm)	20	20	20
$A^h_{\text{Calcul}}/\text{face}$ (cm ²)	6.72	4.38	2.89
$A_h^{\text{min}}/\text{face}$	12.24	8.10	8.10
$A^h_{\text{Adopter}}/\text{face}$ (cm ²)	12.32	9.05	9.05
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	8HA14	8HA12	8HA12
S_t (cm)	15	15	15

Tableau V.23 : Ferrailage des voiles V_{y7}

Cas particulier :

Le voile au niveau de la cage d'ascenseur ne contribue presque pas dans le contreventement, alors son ferrailage est calculé avec les sollicitations données dans le tableau suivant sur toute la hauteur du bâtiment :

	V_{x4}	$V_{y5} = V_{y6}$
L(m)	1.20	1.80
e(m)	0.15	0.15
M (KN.m)	1338.2706	1720.5911
N (KN)	290.372	403.913
V(KN)	73.175	96.235
τ (MPa)	0.63	0.55
$A_v^{\text{min}}/\text{face}$	2.7	4.05
$A^V_{\text{Calcul}}/\text{face}$ (cm ²)	15.21	15.16
$A^V_{\text{Adopter}}/\text{face}$ (m ²)	15.74	15.74
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	4HA16+5HA14	4HA16+5HA14
S_t (cm)	15	15
$A^h_{\text{Calcul}}/\text{face}$ (cm ²)	3.80	3.80
$A_h^{\text{min}}/\text{face}$	6.80	6.80
$A^h_{\text{Adopter}}/\text{face}$ (cm ²)	6.79	6.79
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6HA12	6HA12
S_t (cm)	15	15

Tableau V.24 : Sollicitations et calcul du ferrailage V_{x4}, V_{y5}

V.4.5 Vérification à l'effort tranchant : RPA 99V2003 (article 7.7.2.)

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

τ inclus dans les tableaux précédent $\rightarrow \tau < \tau_{adm}$ donc la condition est vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

V.4.6 Exemple de schéma de ferrailage (Voile V_{x3})

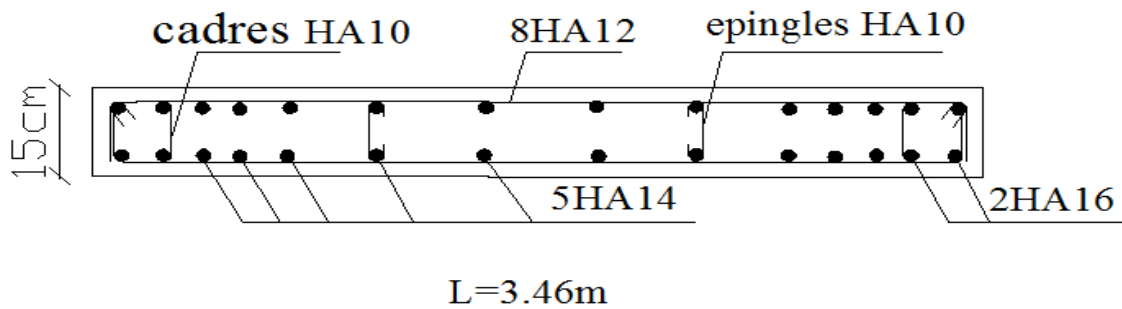


Figure V.9: Ferrailage du Voile V_{x3} (1^{er} au 5^{ème} étages)

V.5 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (SAP 2000) ainsi que le ferrailage minimum recommandé par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

VI.1 Introduction

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirectement (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

VI.2 Choix de type de fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, la distance entre axes des poteaux, la profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel. Elles sont ancrées à 1.94m du niveau de base et la contrainte admissible est de 2.00 bars.

VI.3 Combinaisons d'actions à considérer

D'après RPA 99 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$;
- 2) $0.8 \times G \pm E$

VI.4 Etude des fondations

VI.4.1 Les semelles isolées : La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification; on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le SAP 2000V11.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

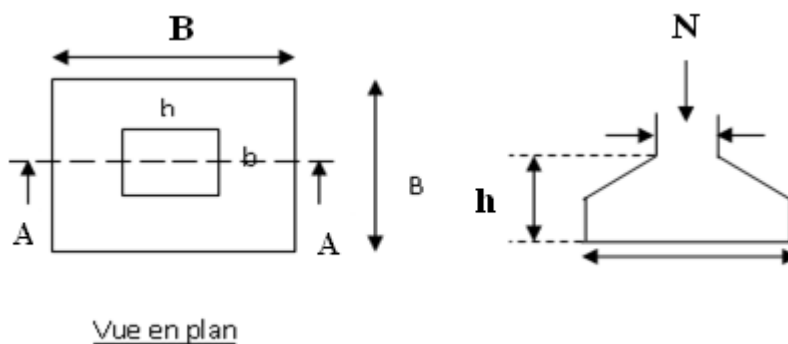


Figure VI .1.Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($b * h$), donc $S = b * h$.

$N = 3890.629 \text{KN}$, $\overline{\sigma_{sol}} = 0.2 \text{MPa}$

$$\sigma = \frac{N}{A * B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \Rightarrow A = \frac{b * B}{h} \dots\dots\dots(2)$$

On remplace (2) dans (1)

$$\frac{b}{h} * B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h * N}{b * \sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{750 * 3890.629 * 10^3}{700 * 0.2}} \Rightarrow B \geq 4.56 \text{m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens x-x' varie entre 3.50m et 6.56m. On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens. Donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.4.2 Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

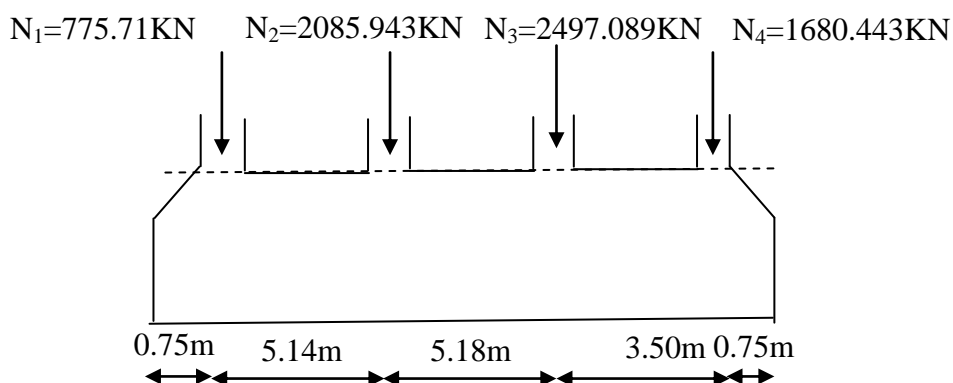


Figure VI.2 : Semelle filante de fondation

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$N_1 = 2163.256 \text{ KN}$, $N_2 = 2217.124 \text{ KN}$, $N_3 = 2411.05 \text{ KN}$, $N_4 = 2108.316 \text{ KN}$

$$\sum N_i = 8899.746 \text{ KN.}$$

$$N_S = 4 \times 200 \Rightarrow N_S = 800 \text{ KN}$$

$$N = N_S + \sum N_i = 9699.746 \text{ KN.}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} * L} \Rightarrow B \geq \frac{9699.746}{200 * 15.32} = 4.28 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Ce choix ne convient pas.

VI.4.3 Radier général

1. Définition : Le radier fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

2. Pré dimensionnement

- **La Condition de coffrage**

$L_{\text{max}} = 6.25 \text{ m}$: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

- **Nervure :**

h_t : hauteur des nervures ;

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{625}{10} \Rightarrow h_t \geq 62.5 \text{ cm; Soit } h_t = 70 \text{ cm}$$

- **Dalle :**

h_r : hauteur de la dalle.

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{625}{20} \Rightarrow h_r \geq 31.25 \text{ cm; on prend } h_r = 40 \text{ cm.}$$

• **Vérification de condition de rigidité**

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} * L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 * 10^4 \text{MPa}$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b * h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (Sol moyen donc $K = 4 * 10^4 \text{KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

On a $\begin{cases} h_t = 70\text{cm} \\ I = 0.028\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3.08\text{m} \\ L_{\max} = 6.25\text{m} > \frac{\pi}{2} * L_e = 4.84\text{m} \end{cases}$ Non vérifiée

On redimensionne les nervures avec $h_t = 100 \text{ cm}$

On a $\begin{cases} h_t = 100\text{cm} \\ I = 0.083\text{m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 4.04\text{m} \\ L_{\max} = 6.25\text{m} < \frac{\pi}{2} * L_e = 6.35\text{m} \end{cases}$ Vérifiée

donc on opte pour $h_t = 100 \text{ cm}$

- **Surface du radier**

$$\frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{47713.313}{200} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 238.566\text{m}^2$$

Avec : N est charge totale transmise par la superstructure tirée à partir de SAP2000.

La surface du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 288.538\text{m}^2$

$S_{\text{rad}} < S_{\text{bat}} \Rightarrow$ Le radier sans débord

On opte $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} \Rightarrow S_{\text{rad}} = 288.538\text{m}^2$

3. Vérifications nécessaires

a) **Vérification au poinçonnement**

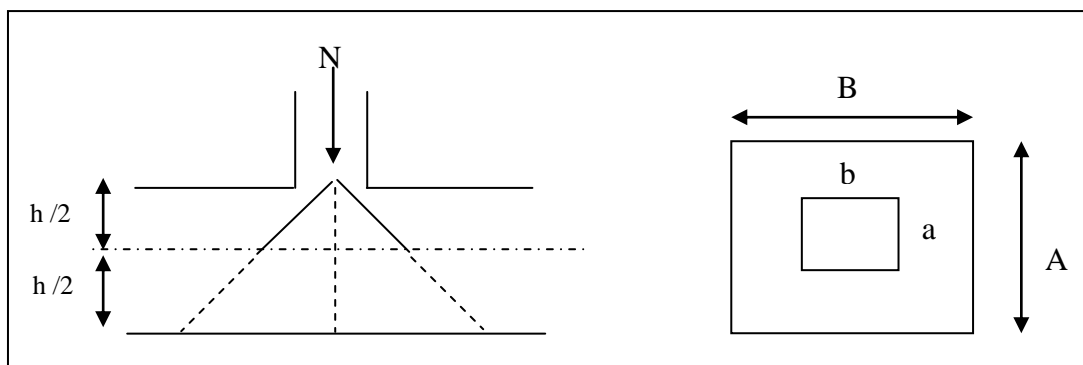


Figure VI.3 : Zone de contact poteau radier

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h_t * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$h_t = 100 \text{ cm.}$$

$$U_c = (a + b + 2h_t) * 2 \Rightarrow U_c = 2 * (0.75 + 0.70 + 2 * 1) \Rightarrow U_c = 6.90 \text{ m.}$$

$$Q_u = 3890.629 \text{ KN} \leq 0.045 * 6.90 * 1 * \frac{25}{1.5} = 5175 \text{ KN} \quad \text{Vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

On considère une bonde de 1m de largeur.

$$V_u = \frac{N_u * L_{\max}}{2 * S} * b = \frac{47713.313 * 6.25}{2 * 288.538} * 1 = 516.757 \text{ KN.}$$

$$d = 0.9 * h = 0.9 * 0.40 = 0.36 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{516.757 * 10^{-3}}{1 * 0.36} = 1.43 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

A partir de programme SOCOTEC on a :

$$I_x = 3916.5864 \text{ m}^4, X_G = 11.68 \text{ m.}$$

$$I_y = 13360.2125 \text{ m}^4, Y_G = 7.57 \text{ m.}$$

$$N' = N + P \Rightarrow N' = 47713.313 + 25 * 0.4 * 288.538 \Rightarrow N' = 50598.693 \text{ KN}$$

Avec : $P = \gamma_b * h_0 * S_{\text{rad}} = 2885.38 \text{ KN}$ est le poids propre de radier.

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

- **Sens X-X** : $N' = 50598.693 \text{ KN}$ et $M_x = 25989.3581 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_X}{I_X} * y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.22 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_X}{I_X} * y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.120 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.195 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 0.200 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

▪ Sens Y-Y

$$N' = 50598.693 \text{KN} \text{ et } M_y = 20612.0334 \text{KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.193 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.157 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.184 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.2 \text{Mpa} \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

d) Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

• Dans le sens X-X

$$e = \frac{25989.3581}{50598.693} = 0.51 \text{m} < \frac{17.75}{4} = 4.43 \text{m} \text{ (condition vérifiée)}$$

• Dans le sens Y-Y

$$e = \frac{20612.0334}{50598.6931} = 0.40 \text{m} < \frac{24.74}{4} = 6.18 \text{m} \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

e) Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$

Avec :

$N = 47713.313 \text{KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 1.94 \text{m}$, la hauteur de la parie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} := 288.538 \text{m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$ (poids volumique)

On trouve:

$N = 47713.313 \geq 1.5 * 1.94 * 288.538 * 10 = 8396.455 \text{KN} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$

Le bâtiment est stable vis à vis de l'arrivée de l'eau

4. Ferrailage

4.1 La dalle du radier

La dalle sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $L_x = 6.56m$; $L_y = 6.21m$.

a) Calcul des sollicitations

• Calcul a l'É.L.U

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{50598.693}{288.538} \Rightarrow q_u = 175.36KN$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{621}{656} = 0.94 \Rightarrow \rho > 0.4$$

La dalle travail selon deux sens L_x et L_y :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{Ox} = \mu_x * L_x^2 * q_u = 283.356KN.m \\ M_{Oy} = M_{Ox} * \mu_y = 245.415KN.m \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{Ox} = 0.85 * 283.356 = 240.85KN.m \\ M_y^t = 0.85 * M_{Oy} = 0.85 * 245.415 = 208.60KN.m \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 * M_{Ox} = 0.3 * 283.356 = 85.00KN.m \\ M_y^a = 0.3 * M_{Oy} = 0.3 * 245.415 = 73.624KN.m \end{cases}$$

b) Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a $HA f_e E = 400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 40cm$; $b = 100 cm$; $\rho = 0.94$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 * \frac{3-\rho}{2} * b * h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 * b * h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 3.296cm^2 \\ A_{min}^y = 3.2cm^2 \end{cases}$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	$Z(m)$	A_{scal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_s adopté (cm^2)	St cm
Travée	x-x	240.85	0.131	0.174	0.334	20.69	3.296	3HA25+2HA20 =21.01	20

	y-y	208.60	0.113	0.151	0.338	17.73	3.2	6HA20=18.85	20
Appuis	x-x	85	0.046	0.059	0.351	6.95	3.296	5HA14=7.70	20
	y-y	73.62	0.040	0.051	0.35	6	3.2	5HA14=7.70	20

Tableau VI.1 : Résumé des résultats de ferrailage de radier

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \leq \bar{\tau} = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{MPa.}$$

$$V_y = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 391.279 \text{KN} \quad \Rightarrow V_{\max} = 391.279 \text{KN}$$

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{3} \Rightarrow V_x = 362.995 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{391.279 * 10^{-3}}{1 * 0.36} \Rightarrow \tau_u = 1.08 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

Calcul des sollicitations

c) Calcul à l'É.L.S

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \Rightarrow q_s = \frac{41269,121}{288.538} \Rightarrow q_s = 143.028 \text{KN}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{621}{656} = 0.94 \Rightarrow \rho > 0.4$$

$$\text{La dalle travail selon deux sens } L_x \text{ et } L_y : \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * q_u = 291.74 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 273.797 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 291.74 = 247.979 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 0.85 * 273.797 = 232.727 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 * M_{ox} = 0.3 * 291.74 = 87.522 \text{KN.m} \\ M_y^a = 0.3 * M_{oy} = 0.3 * 273.797 = 82.139 \text{KN.m} \end{cases}$$

d) Vérification à l'E.L.S

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 150 * \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$\text{Calcul de } I = b * \frac{y^3}{3} + 15 * A * (d - y)^2$$

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M _t	247.979	21.01	12.23	239161.01	12.65	369	Non vérifiée
	M _a	232.727	18.85	11.71	220459.04	12.36	384	Non vérifiée
y-y	M _t	87.522	7.70	8.037	107617.40	6.53	341	Non vérifiée
	M _a	82.139	7.70	8.030	107617.45	6.12	320	Non vérifiée

Tableau VI.2: Résumé des résultats (vérification des contraintes).

- **Remarque**

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	A _{adop} (cm ² /ml)	choix	St cm
x-x	M _t	247.979	14.78	339700.88	10.78	232	34.36	7HA25	15
	M _a	232.727	14	305273.66	9,5	226	29,45	6HA25	15
y-y	M _t	87.522	9.7	155549.15	5,5	221,6	12,06	6HA16	15
	M _a	82.139	9.7	155549.15	5,1	208	12,06	6HA16	15

Tableau VI.3: Résumé des résultats (vérification des contraintes).

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

e) Espacement des armatures

$$\text{Armatures // } L_x : S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y : S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

f) Schéma de ferrailage de radier :

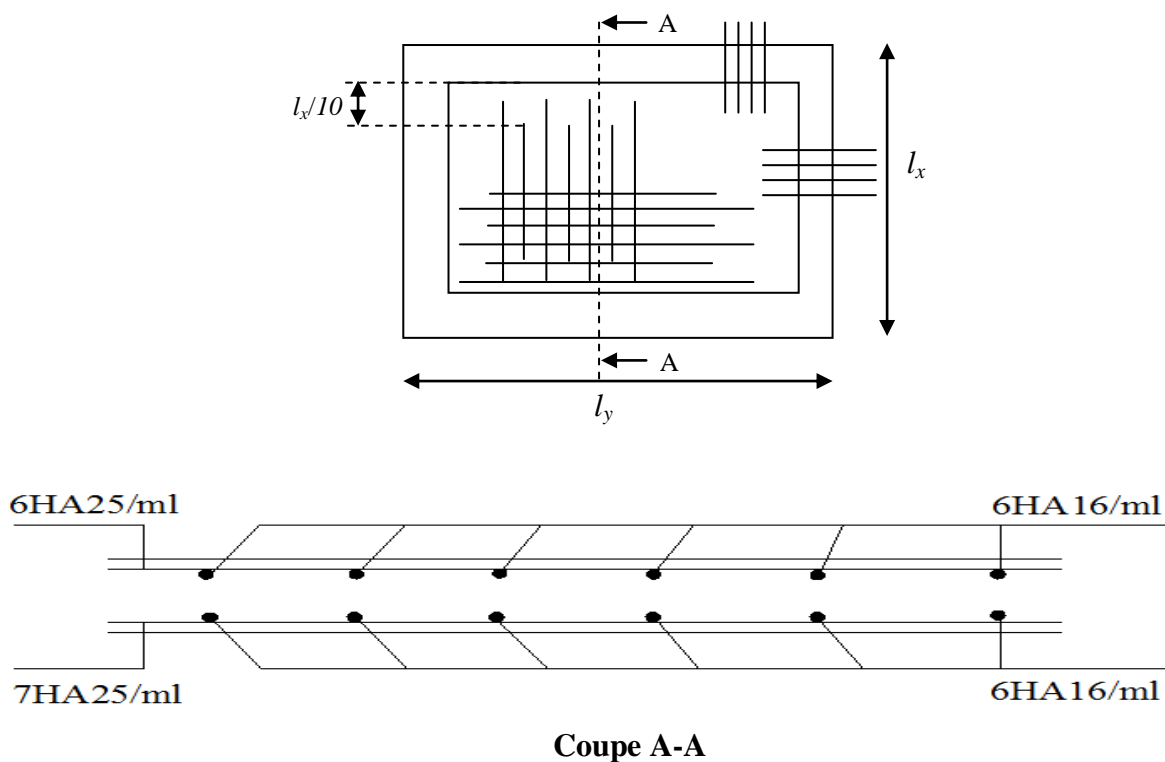


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier

4.2 Calcul des nervures

a) Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.94 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire**

$P = \frac{q_u * l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale**

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) * \frac{q_u * l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 175.36 \text{KN} / \text{m}^2$$

▪ **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g * l_g^3 + P_d * l_d^3}{8.5 * (l_g + l_d)} \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} l \text{ (travée de rive) ;} \\ \text{Les longueurs fictives : } l' = \left\{ \begin{array}{l} 0.8 * l \text{ (travée intermédiaire)]} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 * M_0$, avec : $M_0 = \frac{q * l^2}{8}$

• **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g * (1 - \frac{x}{l}) + M_d * (\frac{x}{l}); \quad M_0(x) = \frac{q * x}{2} * (1 - x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q * l};$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• **Sens longitudinal (x-x):**

$$P_1 = \frac{q * l_x}{3}; \quad P'_1 = \frac{q * l_x}{3}; \quad P = P_1 + P'_1; \quad P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) * \frac{q_u * l_x}{2}$$

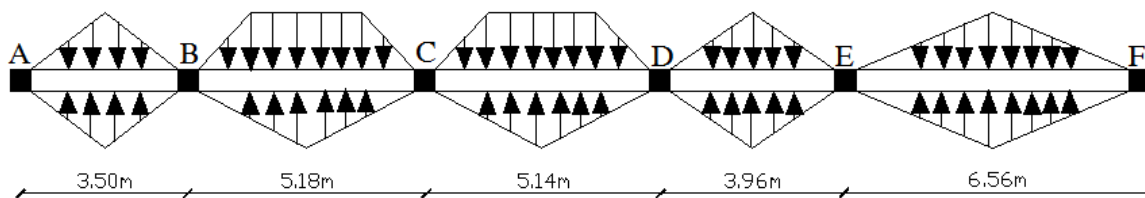


Figure VI.5 Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	l(m)	l'(m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	6.56	6.56	383.45	1941.32	1378.72	3.77	-695.75
B-C	3.96	3.16	179.44	1378.72	353.84	3.45	-331.55
C-D	5.14	4.11	233.39	353.84	468.94	2.44	169.15
D-E	5.18	4.14	235.09	468.94	391.94	2.67	158.35
E-F	3.50	3.50	204.58	391.94	294.83	1.90	-72.67

Tableau VI.4: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens (x-x')

• **Sens transversal (y-y):**

$$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) * \frac{q_u * l_x}{2}$$

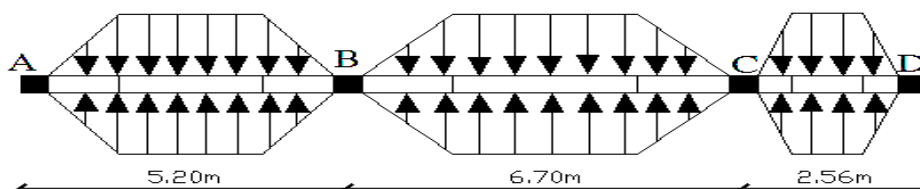


Figure VI.6 : Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	l(m)	l'(m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	5.20	5.20	317.96	1011.48	1189.82	2.40	-504.58
B-C	6.70	5.36	403.21	1189.82	975.12	3.53	-95.55
C-D	2.56	2.56	211.88	975.12	163.36	3.09	-138.89

Tableau VI.5: Sollicitations de la nervure de radier dans le sens (y-y')

b) Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

h=1m; h₀=40cm ; b₀=60cm ; d=90cm.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{670}{10}; \frac{656}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(67; 328)$$

Soit : b₁ = 60cm

Donc b = b₁ × 2 + b₀ = 180 cm

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

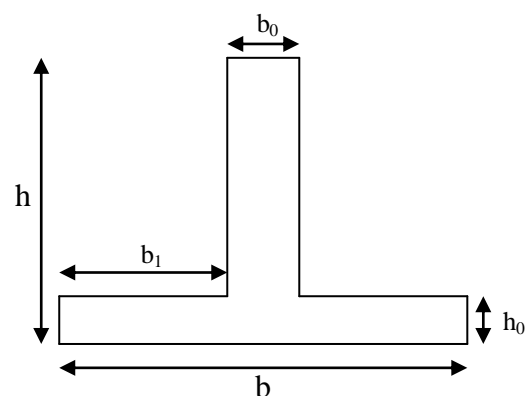


Figure.VI.7 : Section à ferrailer

		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{RPA} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
X-X	Travée	695.75	22,62	19.56	8HA20=25.13
	appuis	1941.32	65,34	19.56	8HA32=64.34
Y-Y	Travée	504.58	16,33	19.56	8HA20=25.13
	appuis	1189.82	39,21	19.56	8HA25=39.27

Tableau VI. 6: Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.

c) Vérification de l'effort tranchant

$$V_x = \frac{q * l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 660.94 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q * l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 619.50$$

$$V_{\max} = \max(v_x, v_y) = 660.94$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} = 0.40 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa.}$$

d) Vérification à l'E.L.S

• **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

• **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} * f_e; 150 * \eta) = 240 \text{ MPa.}$$

Calcul de y : $\frac{b * y^2}{2} + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$

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

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
x-x	M _t	695.75	25.13	17.4	2302894.42	5.3	328	Non vérifiée
	M _a	1941.3 2	64.34	26.2	5007465.32	10.1	371	Non vérifiée
y-y	M _t	504.58	25.13	17.4	2302894.42	3.8	238	vérifiée
	M _a	1189.8 2	39.27	21.20	3359920.51	7.5	365	Non vérifiée

Tableau VI.7: Résumé des résultats (vérification des contraintes).

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appui dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section de l'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	A _{adop} (cm ² /ml)	choix	St cm
x-x	M _t	695.75	21.20	3368031.73	4,4	-213,6	39.27	8HA25	15
	M _a	1941.32	27.50	5488828.12	9,7	-331,8	72.38	8HA32+4HA16	15

y-y	Mt	504.58	17.4	2302894.42	3.8	238	25.13	8HA20	15
	Ma	1189.82	25.20	4670662.17	6,4	239	58,91	12HA25	15

Tableau VI.8: Résumé des résultats (vérification des contraintes).

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_1\right) = \min(28.57; 60; 20) = 20\text{mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm}.$$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{1\text{min}}\right) \Rightarrow St \leq \min(25; 12; 20) = 12\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 10\text{cm}$$

e) Schéma de ferrailage des nervures

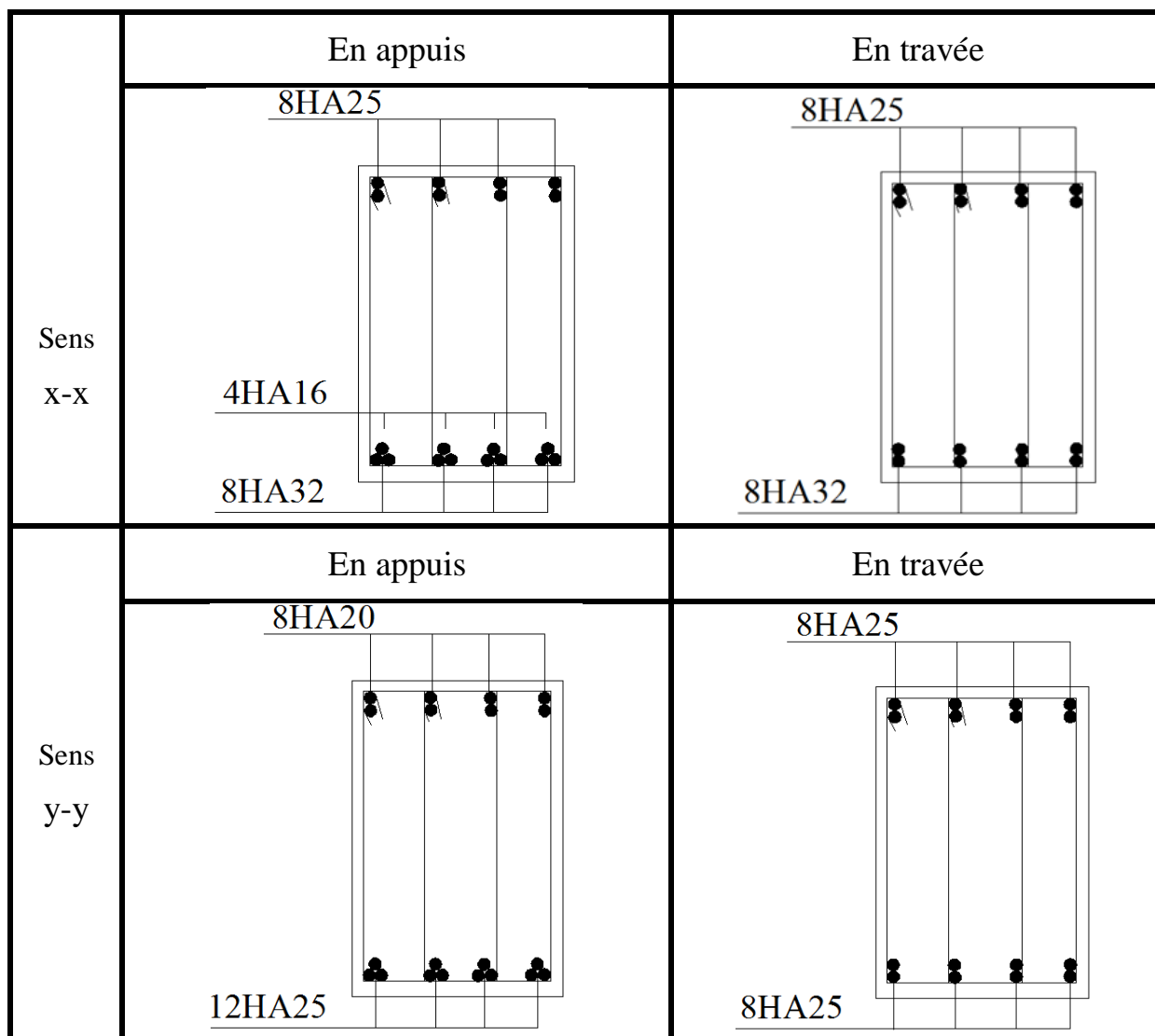


Tableau VI.9: Ferrailage des nervures de fondation

VI.5 Voile périphérique

VI.5.1 Introduction

Selon le RPA99V2003, les ossatures au dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.2 Dimensionnement des voiles

La hauteur $h=3.06\text{m}$

La longueur $L=6.70\text{ m}$

L'épaisseur $e=20\text{ cm}$

VI.5.3 Caractéristiques du sol

Le poids spécifique : $\gamma_h = 20.1\text{KN}/\text{m}^3$

L'angle de frottement: $\varphi = 24^\circ$

La cohésion : $c=3.1\text{ KN}/\text{m}^2$

VI.5.4 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à:

a) La poussée des terres

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 3.06 * 20.1 * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{24^\circ}{2}) - 2 * 3.1 * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{24^\circ}{2}) \Rightarrow G = 21.91\text{KN}/\text{m}^2$$

b) La surcharge accidentelle : $q= 10\text{ KN}/\text{m}^2$

$$Q = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 10 * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{24^\circ}{2}) \Rightarrow Q = 4.21\text{KN}/\text{m}^2$$

VI.5.5 Ferrailage du voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

a) **AL'ELU :**

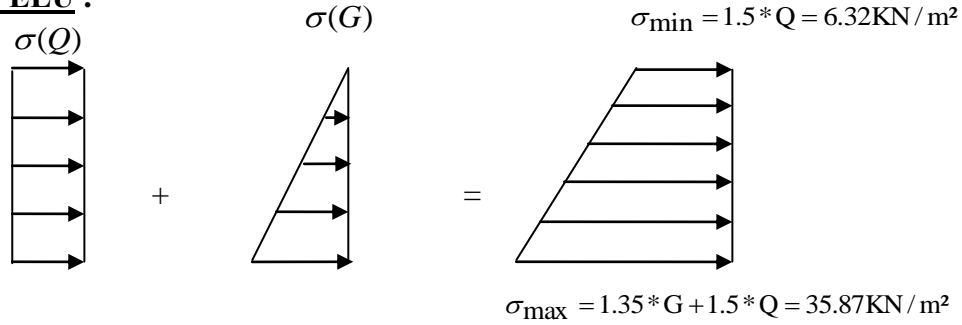


Figure VI.8 : Répartition des contraintes sur le voile

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 28.48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} * 1\text{ml} = 28.48 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 6.70 \text{ m}; \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.45 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_u;$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y$$

$$\rho = 0.45 \Rightarrow \text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0.1036 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{Annexe 1})$$

$$M_{0x} = 27.62 \text{ KN.m.};$$

$$M_{0y} = 6.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 5.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 23.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.3 * M_{0x} = 8.28 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant :

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
travée	XX	23.47	0.051	0.065	0.17	3.84	5HA12=5.65
	YY	5.86	0.012	0.016	0.17	0.92	5HA12=5.65
Appui		8.28	0.018	0.022	0.17	1.33	4HA8=2.01

Tableau VI.10: Sections des armatures du voile périphérique.

- **Vérification de la section d'armatures minimales :**

- Selon le **BAEL91 :**

$$A_{\text{min}} = 0.08\% * b * h = 1.6 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Les espacements**

$$\text{Armatures // } L_x : St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$, fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_y = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 35.57 \text{ KN.}$$

$$V_x = \frac{q_u \cdot l_x}{3} = 29.04 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{35.57}{1 \cdot 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérifications à l'E.L.S

$$\sigma_{\min} = Q = 4.21 \text{ KN/m}^2;$$

$$\sigma_{\max} = Q + G \Rightarrow \sigma_{\max} = 26.12 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 20.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.1063$$

$$\mu_y = 0.3234 \quad (\text{Annexe 1})$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.1063 \cdot 20.64 \cdot 3.06^2 = 20.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x \Rightarrow M_y = 0.3234 \cdot 20.54 = 6.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{0x} = 20.54 \text{ KN.m};$$

$$M_{0y} = 6.64 \text{ KN.m};$$

$$M_{tx} = 17.45 \text{ KN.m};$$

$$M_{ty} = 5.64 \text{ KN.m};$$

$$M_{ap} = 6.16 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

- **Contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

- **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150 \cdot \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } y: \frac{b \cdot y^2}{2} + 15 \cdot A \cdot y - 15 \cdot A \cdot d = 0$$

$$\text{Calcul de } I = b \cdot \frac{y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

		M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	XX	17.45	4.7	18452.19	4,5	-188,1	Vérifier
	YY	5.54	4.7	18452.19	1,4	-59,7	Vérifier
Appuis		6.16	3	7683.75	2,4	-180,3	Vérifier

Tableau VI.11: Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

VI.5.6 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

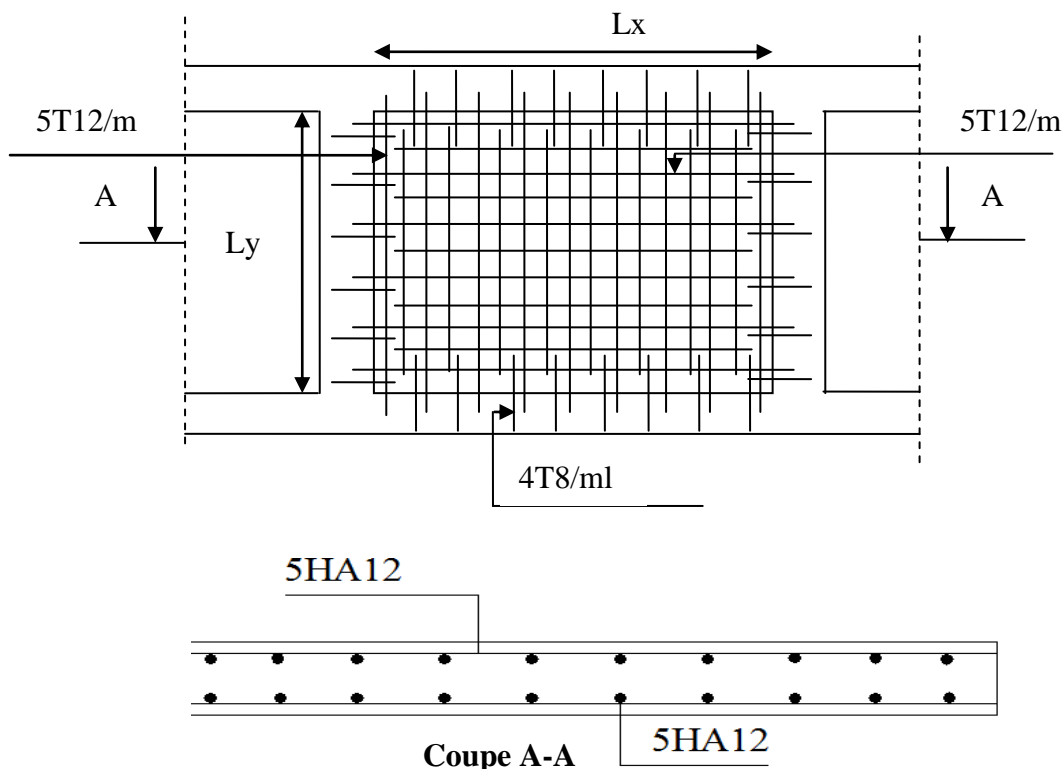


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.6 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté pour une fondation sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier : 40 cm

Sections des nervures : $(b \cdot h) = (60 \cdot 100) \text{ cm}^2$

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

D'autre part cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
- La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques. Ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc un ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduit à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré-dimensionnement.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
- Afin d'éviter la formulation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

[1]: Alan J.Rathbone, « Second-order effects who needs them », Structural

Engineer, Vol. 80, No.21, Nov 2002.

- Règles Parasismiques Algériennes, édition CGC, RPA99/version2003
- B.A.E.L 91.Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99 Edition Eyrolles , troisième Edition 2000.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé (CBA 93), édition CGC, Décembre 1993.
- D.T.R B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1998.
- DTR BC 2.331 Règles de calculs des fondations superficielles.
- Document technique réglementaire DTRBC2-2 : charges permanentes et d'exploitations.
- M. Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ».Edition OPU, 1996
- Victor Davidovici (Aide – mémoire de béton armé).
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Mémoires de fin d'étude.