

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'étude

En vue d'obtention du diplôme master en Génie civil
Option : Matériaux & structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+9+Sous-sol) à usage
d'habitation et commercial
à BéJAIA*

Réalisé par :

- Aidoune Fairouz
- Bouhali Amal
- Dahmane Ouarda

Encadré par :

-M^{er} :M.Ourtemache

Jury :

-M^{er} :N.Belhamdi

-M^{er} :A.Idir

Promotion 2012-2013

Remerciements

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

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

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

A M^{er} Ourtemache : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A M^{elle} Tagzout Souaad pour son soutien

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Merci

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

Aux deux personnes qui me sont les plus chères au monde, mon cher père et ma chère mère, aux quels je tiens à exprimer ma profonde gratitude de leurs soutien incessant, de leurs patience incommensurable, de leurs sacrifices inestimables, et surtout leur tendresse.

A mon très cher mari «Abderezak » sans lequel j'ai du mal à imaginer comment aurais-je pu terminer ce travail.

A mes très chers sœurs « Nacira , Kafou ,Sihame , Hdjila ,Fadila, Fahima Chahrazade » .

A tous mes très chers frères.

A ma très chère deuxième famille «surtout yemma Rachida»

A ma chère nièce « Sirine ».

A tous les petits «Sami, Dani, Anas, Mounir,raoufe et Meriame Aya, Rayane»

A toute mes chères amies «Halla, Ryma, Zahira, bina,Biha et Souade»

A tous ceux qui me sont chers.

Warda

Dédicaces

Avant tout je remercie le bon dieu le tous puissant qui m'a donné le courage et la patience.

*Je dédie ce modeste travail a deux personnes, les plus chers au monde
Papa et Maman qui mont toujours soutenu dans ma vie.*

*A mon cher mari *Mourad*et à tous sa famille.*

*A mes chères sœurs que j'aime énormément Nabila,
Wahiba et son fiancé.*

*A mon cher frère adorable *Abd el Hakim*.*

A ma très cher grande mère.

A toute ma grande famille.

A mes binômes et leur famille.

A mes amis(es)

A tous ceux qui me sont chers

Que dieu les protège tous

Amel

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail à :

Ma chère mère, mon cher père, sans eux, je n'aurai pas abouti à ce stade d'étude, de leurs sacrifices inestimables, et surtout leur tendresse. Cependant je prie Dieu le miséricordieux qu'il leurs portera récompense, car la mienne ne sera guère complète.

Je le dédie aussi à :

Ma chère nièce «lyna ».

Mes chers frères «Nabil, Kamel»

Mes chers sœurs «Hannan, Faty , Ahlem» qui mon soutenus Crus en moi lors de mon parcourt.

Celui qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments.

Mes binômes et leur famille

A toute mes très chères ami(e)s sans eux ma vie n'aura aucun sens à mes yeux et en particulier«Billal,Ouarda,Nassim,kafou,Souade,zara»

A tous ceux qui me sont chers.

halla

Sommaire

Liste des tableaux.....	i
Liste des figures.....	ii
Liste des symboles et notations.....	iii
Introduction générale	
Chapitre I : Généralités	
I.1.Introduction.....	2
I.2. Description de l'ouvrage.....	2
I.3. Caractéristiques de l'ouvrage	2
I.4. Règlementations et normes utilisées.....	3
I.5.Méthode de calcul.....	3
I.6. Les matériaux de construction	4
I.7. Actions et sollicitations.....	9
I.8.Conclusion	10
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1.Introduction	11
II.2. Pré dimensionnement des planchers	11
II.3. Pré dimensionnement des poutres	13
II.4.Pré dimensionnement des voiles	14
II.5.Pré dimensionnement de l'acrotère.....	15
II.6.Pré dimensionnement d'escaliers	16
II.7.Evaluation des charges et surcharges	19
II.8.Ascenseur	22
II.9.Pré dimensionnement des poteaux	22
II.10. Descente de charge.....	23
II.11. Conclusion.....	33
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1. Introduction	34
III.2. calcul des poutrelles.....	34
III.3.Etude des dalles pleines	54
III.4.Etude de l'acrotère.....	66
III.5.Etude de la dalle de l'ascenseur.....	70
III.6.Etude des escaliers.....	78
III.7.Etude des poutres de chaînages	99
III.8.Conclusion	102
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1.Introduction.....	103
IV.2. Méthodes de calcul	103
IV.3. Description du logiciel SAP 2000	107
IV.4. Analyse dynamique.....	108
IV.5.Conclusion	115

Chapitre V : Calcul des éléments principaux

V.1. Introduction	116
V.2. Étude des poteaux.....	116
V.3. Etude des poutres.....	125
V.4. Etude des voiles.....	133
V.5.Conclusion.....	140

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction.....	141
VI.2.Choix de type de fondations	141
VI.3. Combinaisons d'actions à considérer	141
VI.4.Etude des fondations.....	141
VI.5. Etude des voiles périphérique	154
VI.5.Conclusion	159

Conclusion générale

Liste des tableaux

Tableau II.7.1 : Evaluation des charges du palier	19
Tableau II.7.2 : Evaluation des charges de la volée	20
Tableau II.7.3 : Evaluation des charges de la dalle pleine	20
Tableau II.7.4 : Evaluation des charges des murs extérieures.....	20
Tableau II.7.5 : Evaluation des charges de l'acrotère (terrasse inaccessible)	21
Tableau II.7.6 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	21
Tableau II.7.7 : Evaluation des charges du plancher étage courant	21
Tableau II.8.1 : Evaluation des charges de l'Ascenseur	22
Tableau II.10.1 : Evaluation des poids propre des poteaux.....	24
Tableau II.10.2 : Tableau récapitulatif de la descente de charges pour le poteau(E3).....	28
Tableau II.10.3 :Tableau récapitulatif de la descente de charges pour le poteau (E1).....	30
Tableau. II.10.4 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	31
Tableau. II.10.5 : vérification au flambement des poteaux	32
Tableau III.2.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	37
Tableau III.2.2 : Sollicitations des poutrelles de (type 2) à l'ELU et l'ELS	40
Tableau III.2.3 : Sollicitations des poutrelles de (type 3) à l'ELU et l'ELS	40
Tableau III.2.4 : Sollicitations des poutrelles de (type 4) à l'ELU et l'ELS	40
Tableau III.2.5 : Sollicitations des poutrelles de (type 2) à l'ELU et l'ELS	40
Tableau III.2.6 : Sollicitations des poutrelles de (type 3) à l'ELU et l'ELS	41
Tableau III.2.7 : Sollicitations des poutrelles de (type 5) à l'ELU et l'ELS	41
Tableau III.2.8 : Sollicitations des poutrelles de (type 2) à l'ELU et l'ELS	41
Tableau III.2.9 : Sollicitations des poutrelles de (type 3) à l'ELU et l'ELS	41
Tableau III.2.10 : Sollicitations des poutrelles de (type 2) à l'ELU et l'ELS	41
Tableau III.2.11 : Sollicitations des poutrelles de (type 3) à l'ELU et l'ELS	42
Tableau III.2.12 : Sollicitations des poutrelles de (type 1) à l'ELU et l'ELS	42

Tableau.III.2.13 : Les sollicitations maximales des poutrelles	43
Tableau III.2.14 : Vérification des états limites de compression du béton	47
Tableau III.2.15 : Vérification des états limites de déformation.....	51
Tableau III.2.16 : Calcul des sections d'armatures des poutrelles	52
Tableau III.2.17 : Le schéma de ferrailage des poutrelles	53
Tableau.III.3.1 . Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis	57
Tableau.III.3.2 . Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	58
Tableau.III.3.3 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.....	60
Tableau.III.3.4 . Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	61
Tableau.III.3.5 . Le ferrailage de la dalle pleine sur 02 appuis	63
Tableau.III.3.6 . Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.....	64
Tableaux III.4.1 . Les Sollicitations de calcul pour l'acrotère	67
Tableau III.5.1 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur	72
Tableau III.5.2 : ferrailage de la dalle d'ascenseur	72
Tableau III.5.3 : ferrailage de la dalle de la salle des machines.....	76
Tableau III.6.1 : Sollicitation à l'E.L.U escalier type I.....	79
Tableau III.6.2 : ferrailage d'escalier type I.....	79
Tableau III.6.3 : Vérification des contraintes à l'ELS, escalier type I.....	81
Tableau III.6.4 : calcul de la flèche, escalier type I.....	81
Tableau.III.6.5 : Le ferrailage de palier intermédiaire	83
Tableau III.6.6 : Les sollicitations de la poutre palière	85
Tableau III.6.7 : ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	86
Tableau III.6.8 : Sollicitation à l'E.L.U escalier type II.....	89
Tableau III.6.9 : ferrailage d'escalier type II	90
Tableau III.6.10 : Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type II	91
Tableau III.6.11 : calcul de la flèche, escalier type II	92
Tableau III.6.12 : ferrailage d'escalier type II (volée II)	93

Tableau III.6.13 : ferrailage de la poutre brisée	96
Tableau III.7.1 : Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage	100
Tableau IV.2.1 : Valeurs des pénalités P_q	104
Tableau IV.4.1 : Période et taux de participation	109
Tableau IV.4.2 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles	111
Tableau IV.4.3 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	112
Tableau IV.4.4 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	113
Tableau IV.4.5 : Vérification des déplacements.....	114
Tableau IV.4.6 : Vérification a L'effet $P-\Delta$	115
Tableau IV.4.7 : vérification de la résultante des forces	115
Tableau V.2.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	117
Tableau V.2.2 : armatures longitudinales	119
Tableau V.2.3 : armature transversales	119
Tableau V.2.4 : justification de l'effort normal réduit.....	121
Tableau V.2.5 : justification des contraintes.....	122
Tableau V.2.6 : Vérification des contraintes tangentielles	122
Tableau V.3.1 : Les armatures longitudinales dans les poutres	126
Tableau V.3.2 : Vérification des contraintes tangentielles	127
Tableau V.3.3 : Vérification au cisaillement	128
Tableau V.3.4 : Vérification de l'état limite de compression	128
Tableau V.3.5 : Vérification de la flèche pour les poutres	128
Tableau V.3.6 : Schéma de ferrailage des poutres.....	130
Tableau V.3.7 : les moments résistant dans les poteaux.....	132
Tableau V.3.8 : les moments résistant dans les poutres.....	132
Tableau V.3.9 : Vérification de la zone nodale dans différent étage	133
Tableau V.4.1 : Ferrailage de voile V_{x1}	137
Tableau V.4.2 : Ferrailage des voiles V_{x2}	137

Tableau V.4.3 : Ferrailage des voiles Vy1	138
Tableau V.4.4 : Ferrailage des voiles Vy2.....	138
Tableau V.4.5 : Ferrailage des voiles Vy3.....	139
Tableau V.4.6 : Ferrailage des voiles Vy4.....	139
Tableau VI.4.1 :Résumé des résultats de ferrailage de radier	147
Tableau VI.4.2 : vérification des contraintes de radier.....	148
Tableau VI.4.3 : vérification des contraintes de radier.....	149
Tableau VI.4.4 : Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens (x-x').....	151
Tableau VI.4.5 : Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens (y-y').....	152
Tableau VI.4.6 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier	152
Tableau VI.4.7 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton	153
Tableau VI.5.1 : Ferrailage du voile périphérique.....	156
Tableau VI.5.2 : Résumé des résultats de vérification des contraintes	158

Listes des figures

Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton	5
Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton.....	6
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de calcul à l'ELS	7
Figure I. 4: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU	8
Figure II.1: planchers à corps creux	11
Figure II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle	12
Figure II.3 : dalle sur deux appuis	12
Figure II.4 : Dalle sur trois appuis	13
Figure II.5 : Dalle sur quatre appuis	13
Figure II.6 : Voile simple.....	14
Figure II.7 : Voile composé sous forme d'un U	15
Figure II.8 : Voile composé sous forme d'un L.....	15
Figure II.9 : coupe de l'acrotère	15
Figure II.10 : Schéma de l'escalier	16
Figure II.11: Vue en plan d'escalier type I(RDC)	16
Figure II.12: Schéma statique de l'escalier typeI(RDC)	17
Figure II.13: Vue en plan d'escalier type II(RDC).....	17
Figure II.14 : Schéma statique de l'escalier type II(RDC)	18
Figure II.15 : Vue en plan d'escalier type II (étages courants et sous sol).....	18
Figure II.16: Schéma statique de l'escalier type II(étages courants et sous sol)	19
Figure II.17 : Ascenseur	22
Figure II.18 : Vue en plan du bâtiment.....	24
Figure II.19 : Surface afférente de poteau E3	25
Figure II.20 : Schéma de la descente de charge de(E3).....	25
Figure III.1 : Schéma d'une Poutre continue.....	34
Figure III.2 : Moment aux appuis des différents cas des poutres	35
Figure III.3: Schéma de disposition des poutrelles	36
Figure III.4: Schéma de différents types des poutrelles	37

Figure III.5 : Schéma statique de poutrelle type 2.....	38
Figure III.6 : Schéma statique de poutrelle type 1.....	42
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	54
Figure III.8 : Dalle sur trois appuis	55
Figure III.9: Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	59
Figure III.10 : dalle sur 04 appuis	59
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis	62
Figure III.12: Dalle sur 02 appuis.....	63
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis	65
Figure III.14 : coupe de l'acrotère.....	66
Figure III.15: Schéma statique d'acrotère	66
Figure III.16 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	70
Figure III.17: Cage d'ascenseur.....	71
Figure III.18: Schéma représentant la surface d'impacte.....	74
Figure III.19 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	78
Figure III.20: Vue en plan de l'escalier typeI.....	78
Figure III.21: Schéma statique de la volée(I)	79
Figure III.22 : Charge équivalente.....	79
Figure III.23 : Schéma ferrailage de l'escalier type I.....	82
Figure III.24: schéma statique de palier intermédiaire	82
Figure III.25: Schéma de ferrailage pour la console de palier intermédiaire	84
Figure III.26 : Schéma statique de la poutre palière.....	85
Figure III.27 : Section creuse équivalente	87
Figure III.28 : Schéma ferrailage de la poutre palière.....	88
Figure III.29 : Vue en plan d'escalier type II	89
Figure III.30 : Schéma statique de la volée (III)	89
Figure III.31 : Charge équivalente.....	89
Figure III.32 : schéma de ferrailage de l'escalier type II (volée I et III).....	92
Figure III.33: Schéma statique de volée(III)	93

Figure III.34 : Schéma de ferrailage de l'escalier type II (volée II).....	95
Figure III.35 : Schéma statique de la poutre brisée	95
Figure III.36 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée	99
Figure III.37 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	102
Figure IV.1 : La disposition des voiles	108
Figure IV.2 : 1 ^{er} mode de déformation (translation suivant x).....	109
Figure IV.3 : 2 ^{eme} mode de déformation (translation suivant y).....	110
Figure IV.4 : 3 ^{eme} mode de déformation (rotation suivant z).....	110
Figure V.1 : Zone nodale.....	117
Figure V.2 : Section du poteau.....	121
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	124
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres principale étage commercial	131
Figure V.5 : Localisation des moments dans la zone nodale	131
Figure V.6 : Voile simple.....	133
Figure V.7 : Voile composé	133
Figure V.8 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)	134
Figure V.9 : disposition des voiles	135
Figure V.10 : Schéma de ferrailage du voile Vy4.....	140
Figure VI .1 : Semelle isolée.....	141
Figure VI.2 : Semelle filante.....	142
Figure VI.3 : Zone de contact poteau radier	144
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier	149
Figure VI.5 : Charges transmises aux nervures principales de radier.....	151
Figure VI.6 : Charges transmises aux nervures secondaires de radier	151
Figure VI.7 : Section à ferrailer	152
Figure VI.8 : Ferrailage des nervures de fondation	154
Figure VI.9 : Diagramme des contraintes à l'ELU	155
Figure VI.10 : Diagramme des contraintes à l'ELS.....	157
Figure VI.11 : Schéma de ferrailage des voiles périphériques	159

Symboles et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_s, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

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.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t adm}$: la flèche admissible.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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 : charge ultime.
q_s : charge de service.
L : Longueur ou portée.
L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
L_x = distance entre nus de poutrelles.
L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
l' : longueur fictive.
l'_g et **l'_d** : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
M : Moment en général.
M_a : Moment sur appui.
M_u : Moment de calcul ultime.
M_{ser} : Moment de calcul de service.
M_t : Moment en travée.
M₀ : moment isostatique.
M_i : Moment à l'appui *i*
M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
M_j : Moment correspondant à j.
M_g : Moment correspondant à g.
M_q : Moment correspondant à q.
N_s : Effort normal de service.
N_u : Effort normal ultime
N : Effort normale du aux charges verticales.
n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.
R : coefficient de comportement global.
S : Section, surface
S_r : surface du radier (m²).
St : Espacement des armatures.
T : Effort tranchant.
T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V : Effort tranchant.
W : poids propre de la structure.
W_{Qi} : Charges d'exploitation.
W_{gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
X, Y et Z : Coordonnées en général.
Y : Ordonnée de la fibre neutre.
Z : Coordonnée, bras de levier
Z : profondeur au dessous de la fondation (m).
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'E.L.U.R
fe : Limite d'élasticité.
 f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
 f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).
h_t : hauteur total du radier (m).
h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
ν : 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 (t/m³).
γ_b : coefficient de sécurité.
γ_s : coefficient de sécurité.
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
q : chargement KN/ml..
 τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).
 τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).
η : Facteur d'amortissement.
β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
μ_l : Moment réduit limite.
μ_u : Moment ultime réduit.
λ_i : Coefficient instantané.
λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers sauci de l'homme et l'une de ses occupations et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent a l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics. Dans le but de préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels, les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique ,tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économique, esthétique et la viabilité de l'ouvrage.

Dans le présent projet , on se propose d'étudier un bâtiment R+9+Sous sol , implanté en zone de moyenne sismicité , présentant une régularité en plan, pour ce faire , nous procéderons dans le premier chapitre par la présentation complète du projet et la définition de ces différents éléments et le choix des matériaux a utiliser , un prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux sera fait au deuxième chapitre , le troisième chapitre concernera le calcul des éléments secondaires(escaliers , planchers ,...ect) l'étude dynamique ainsi que le calcul des éléments de contreventement (poteaux , poutres et voiles) feront l'objet du quatrième chapitre , la dernière partie sera l'étude des fondations du bâtiment avec la disposition retenue lors de la partie précédente.

I.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre à l'étude des matériaux de construction à utiliser.

I.2. Description de l'ouvrage :

Le projet qui fait l'objet de notre étude nous a été confié par le bureau d'étude Architecture IDIR sis a AKBOU (Béjaia): c'est un bâtiment en R+9+un sous sol, à usage d'habitation et commercial situé à Bejaia, classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe d'usage 2.

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage :

I.3.1. Caractéristiques géométrique :

- La hauteur de sous sol : $h_{ss} = 3,06m$
- La hauteur du bâtiment (hors sol): $h_{totale} = 32.12m$
- La hauteur de RDC : $h_{RDC} = 4,08m$
- La hauteur de chaque étage : $h_{étage} = 3,06m$
- Longueur de l'ouvrage : $L = 23,1m$
- Largeur de l'ouvrage : $l = 11,6m$

Sachant que le bâtiment est situé en zone sismique (IIa) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, l'ossature doit être en système de contreventement mixte (voiles +portiques), selon **RPA99 (article 3-4-A-1-a)**.

I.3.2. Éléments secondaires :

Les planchers : Tous les planchers des étages seront semi préfabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé .Par contre les balcons, la dalle d'ascenseur et les paliers d'escaliers seront réalisés en dalles pleines.

Les escaliers : Ce sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulés sur place, dans notre cas on a deux types d'escaliers (droit, balancer rectangulaire)

La maçonnerie :

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements seront réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs de séparation intérieurs en une seule paroi en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

L'acrotère : C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

L'ascenseur : C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.4. Règlements et normes utilisées :

Les règlements de calcul et normes utilisés pour l'étude du projet sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- DTR BC 2.48 (règlement parasismique algérienne).
- DTR BC 2.41 (code de béton armé).
- DTR BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- BAEL91/version 99(béton armé aux états limite).
- DTR-BC2.331 (Règles de calculs des fondations superficielles).

I.5.Méthode de calcul :

Définition : On appelle un état limite, un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Les ouvrages et éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation. Un état limite est donc atteint lorsqu'une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification dans le sens défavorable d'une des actions agissant sur elle ; on distingue

I.5.1.Etats Limites Ultimes(ELU) :

Sont ceux qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage, ça ne signifie pas nécessairement l'effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes on a :

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

I.5.2.Etats Limites de Services(ELS) :

Sont ceux qui mettent en cause le comportement de la construction en exploitation et sa durabilité, on a :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments.

I.6. Les matériaux de construction :

I.6.1. Béton :**I.6.1.1. Définition :**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible

I.6.1.2. Dosage pour 1m³ du béton courant pour un rapport E/C=0.5 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 350 \text{ Kg de ciment (CPA 32,5).} \\ 400 \text{ l Sable (0<Dg<5mm).} \\ 800 \text{ l de } \left\{ \begin{array}{l} \text{Gravillons (5<Dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<Dg<25mm).} \end{array} \right. \\ 175 \text{ l d'eau de gâchage.} \end{array} \right.$$

I.6.1.3. Caractéristiques mécaniques :**a- Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28}$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28} \quad \text{(CBA Art: A.2.1.1.1)}$$

- Pour : $28 < j < 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$

- Pour : $j \geq 60$ jours $\Rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25$ MPA

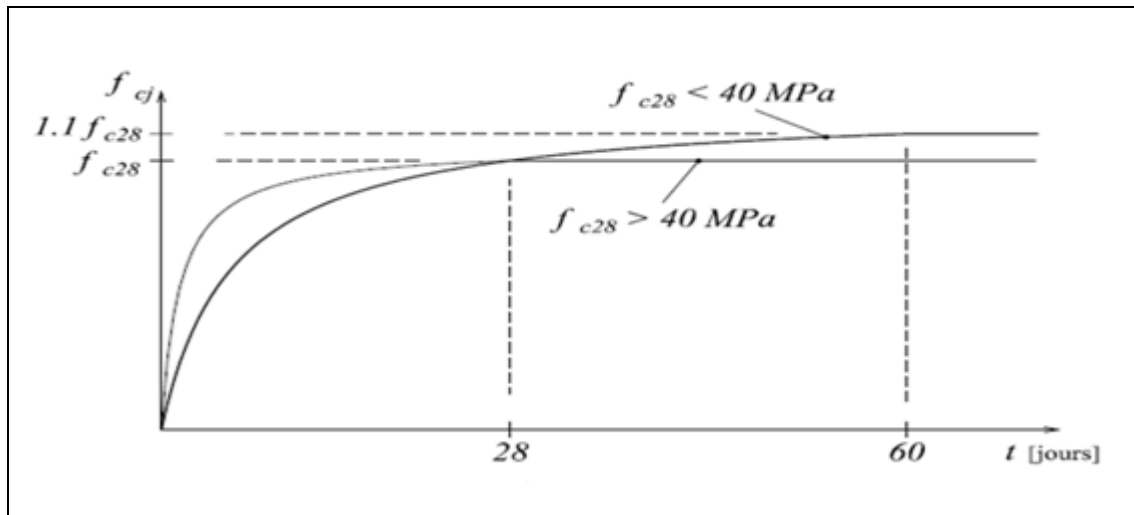


Figure I.1 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge de béton.

b- Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} est donnée par :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA .Art : A.2.1.1.2})$$

$$f_{i28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

c- Module de déformation longitudinale du béton :

-a court term E_{ij}

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.2.1})$$

-a long term E_{vj}

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T > 24h \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.2.2})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$:

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

d- Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA Art A.2.1.3})$$

e- Le module de déformation transversale du béton G :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

f- Diagramme contrainte déformation :**1-Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [MPa]} \dots \dots \dots \text{ (CBA ArtA.4.3.4)}$$

Avec :

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

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

Dans notre cas $T > 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

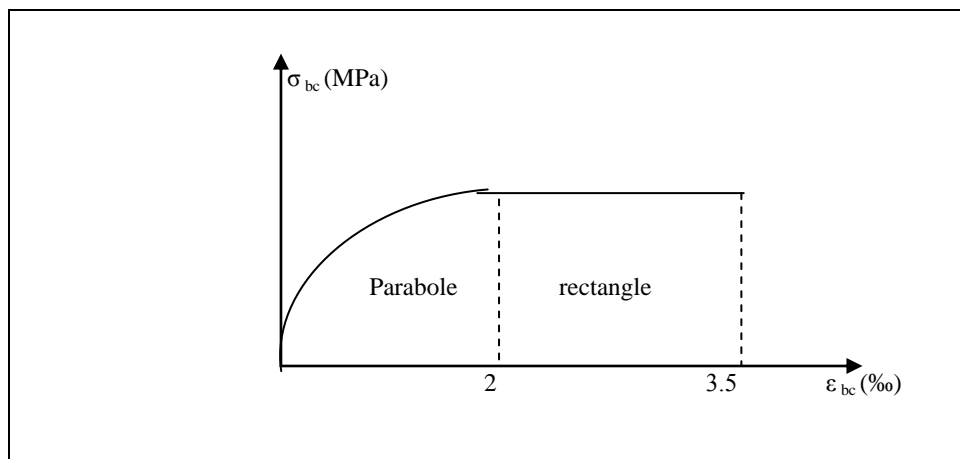


Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton.

2-La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) à ELS : (CBA 93 art. A.4.5.2)

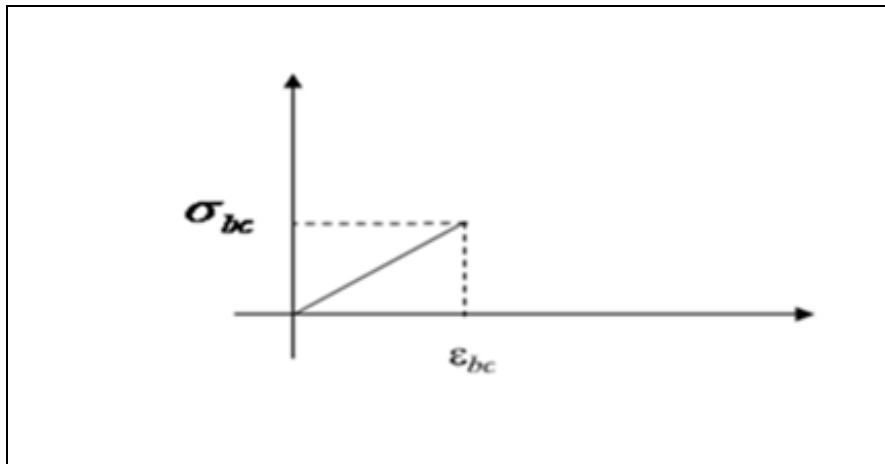


Figure I.3 : Diagramme des contraintes-déformations du calcul à l'ELS.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

g- La contrainte de cisaillement du béton :

Elle est limitée par $\tau < \tau_{adm..}$

- **Cas de fissuration peu nuisible :**

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

D'où : $\overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :**

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

D'où : $\overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

I.6.2.L'Acier :

I.6.2.1. Définition :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés(f_e500) :** Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.
- **Les ronds lisses(f_e235) :** Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence(f_e400) :** Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

I.6.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :**- à E.L.U :**

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

Pour le cas de ce projet: $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

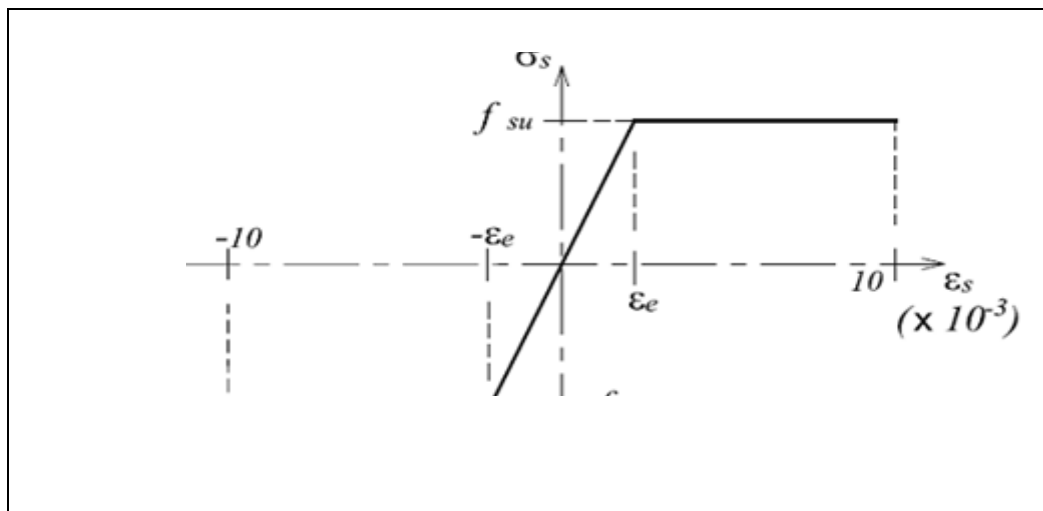


Figure I. 4: Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU.

- à E.L.S :

- **Cas de fissuration peu nuisible :** Pas de vérification à faire
- **Cas de fissuration préjudiciable :**

BAEL91 (Art .4.5.32)

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

η : Coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

- **Cas de fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)$$

I.7. Actions et sollicitations :

I.7.1. Définition des actions :(CBA Art 3.1.1)

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

- . Des charges permanentes,
- . Des charges variables.
- . Des charges accidentelles.

On distingue :

- **Actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, elles comportent le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

- **Actions variables (Q) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est plus au moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes, on distingue les actions d'exploitations, les actions climatiques et les actions dues à la température.

- **Actions accidentelles (FA) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs,...etc.)

I.7.2. Les sollicitations :(CBA Art 3.2.1)

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle, les sollicitations sont exprimées sous forme de forces, d'efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.7.2.1. Les combinaisons d'action :

à E.L.U :

a- situation durable ou transitoire(Combinaisons fondamentales) : (CBA Art A.3.3.2.1)

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

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

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **(CBA Art 3.1.3.1)**.

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 \text{ dans le cas général} \\ 1.35 \text{ Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées} \\ \text{ou de Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation} \\ \text{humaine).} \end{cases}$$

b-Situations accidentelles (combinaison accidentelle) : (CBA Art. A.3.3.2.2)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

Pour ce qui est de l'action sismique les RPA considèrent les combinaison d'action suivante :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ pour les structures auto-stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

à E.L.S (combinaison rare) :

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

I.8.Conclusion :

Après une description générale du projet, des différents points concernant la géométrie, les matériaux et les méthodes de calcul on passe au 2^{ème} chapitre concernant le pré-dimensionnement des éléments constituant notre ouvrage.

II.1.Introduction :

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant, nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles dictées par les règlements en vigueur (**RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...**).

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche :

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

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

h_t : hauteur total du plancher

L_{\max} étant égale à $425 - 30 = 395$ cm $h_t \geq 17.55$ cm \Rightarrow on opte **ht =20cm**

Donc : on a des planchers à corps creux de (16+4) cm

$h = 16$ cm : hauteur du corps creux.

$h_0 = 4$ cm : hauteur de la dalle de compression.

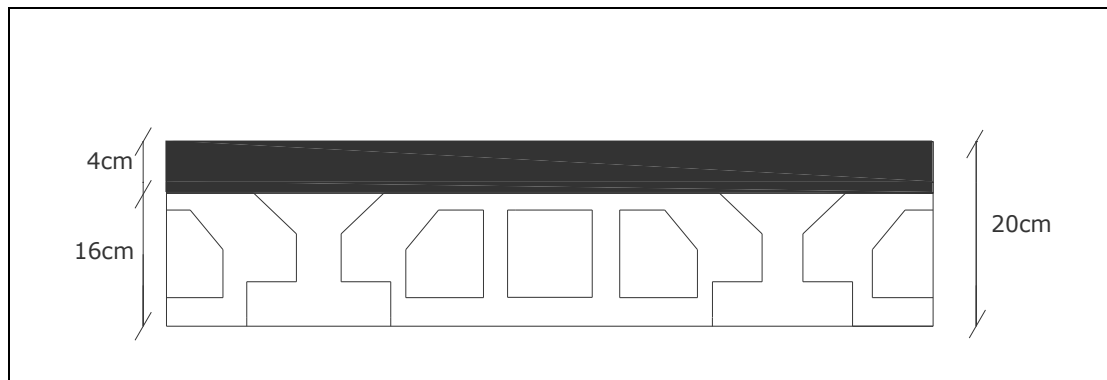


Figure II.1: planchers à corps creux.

II.2.2.Les poutrelles :

Elles se calculent comme une section en T à la flexion simple.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

La largeur de la dalle de compression à Prendre est définie par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

Avec :

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

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($l_y = 415$ cm).

$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12)$ cm

Soit : $b_0 = 10$ cm

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2}$$

$$b_1 \leq \min(55/2 ; 415/10)$$

$$b_1 \leq \min(27.5 ; 41.5)$$

$$b_1 = 27.5$$
cm

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = (2 \times 27.5) + 10 = 65$$
cm

Soit : $b = 65$ cm

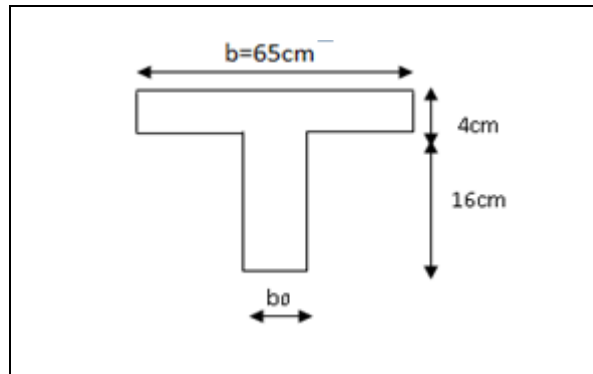


Figure II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle.

II.2.3. Les dalles pleines :

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

a-Critère de résistance à la flexion :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} & \text{Pour une dalle sur deux appuis.} \\ e \geq \frac{L_x}{20} & \text{Pour une dalle sur un seul appui.} \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} & \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.} \end{array} \right.$$

L_x : est la petite portée de dalle la plus sollicitée.

L_y : est la grande portée de la dalle.

b-Critère de coupe feu :

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

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

1-Dalle sur deux appuis :

$L_x = 140$ cm ; $L_y = 315$ cm

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

$$\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30}$$

$$4 \text{ cm} \leq e \leq 4.66 \text{ cm}$$

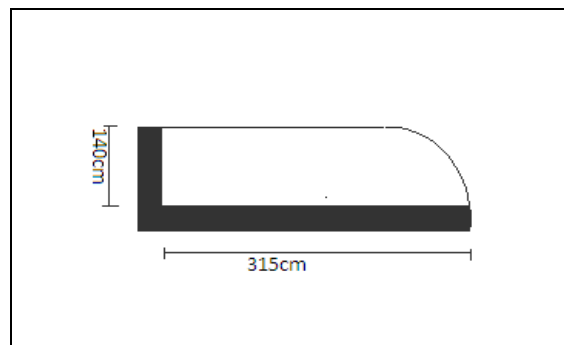


Figure II.3 : dalle sur deux appuis.

2. Dalle sur trois appuis :

On prend la dalle la plus défavorable pour le dimensionnement

$$L_x=110\text{cm} ; L_y= 405\text{cm}$$

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

$$\frac{110}{50} \leq e \leq \frac{110}{40}$$

$$2,2\text{cm} \leq e \leq 2,75\text{cm}$$

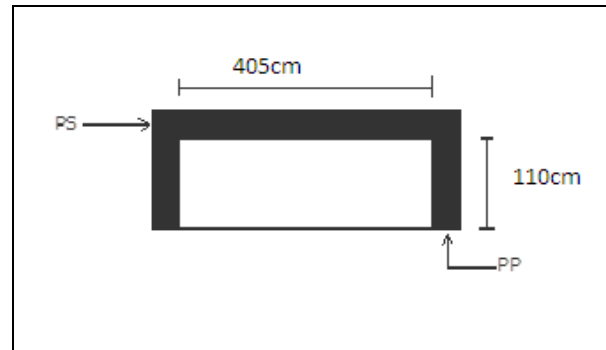


Figure II.4 : Dalle sur trois appuis.

3. Dalle sur quatre appuis :

$$L_x=395\text{cm} ; L_y= 420\text{cm}$$

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

$$\frac{395}{50} \leq e \leq \frac{395}{40}$$

$$7,9\text{cm} \leq e \leq 9,87\text{cm}$$

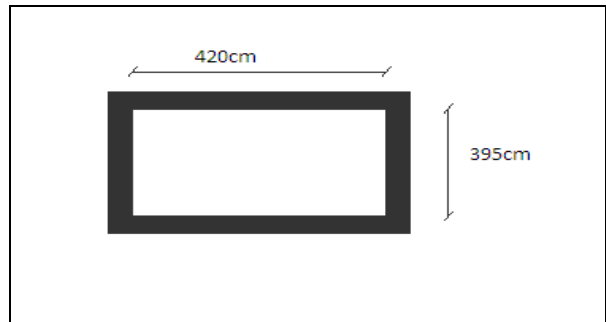


Figure II.5 : Dalle sur quatre appuis.

Finalement l'épaisseur à retenir pour les trois types de dalle est :

e =12cm, d'après le Critère de coupe feu.

II.3. Pré dimensionnement des poutres :**II.3.1. Les poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la

condition de la flèche qui est : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de poutre principale.

$$L_{\max}=415\text{cm}$$

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \Rightarrow 27.66\text{cm} \leq h \leq 41.5\text{cm}.$$

On opte pour une section rectangulaire (b×h) = (30×35) cm²

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

$$\left\{ \begin{array}{l} (b = 30) \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ (h = 35) \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \left(\frac{h}{b} = 1.167\right) \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 versions 2003 Art .7.5.1)}$$

II.3.2. Les poutres secondaire :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur doit satisfaire les conditions de flèche données par le BAEL 91.

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

h : hauteur de la poutre.

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis de poutre secondaire.

$$L_{\max} = 420 \text{ cm} \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}.$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} (b = 30) \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ (h = 35) \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \left(\frac{h}{b} = 1,167\right) \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1)}$$

II.4. Pré dimensionnement des voiles :

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, ayant une dimension plus petite que les deux autres qui est l'épaisseur.

L'épaisseur est donnée par les conditions du RPA99 (art 7.7.1) suivantes :

1^{er} cas : voile simple :

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

h_e : la hauteur libre d'étage

$$RDC \Rightarrow h = 4.08\text{m}$$

$$h_e = 408 - 20 = 388\text{cm} \Rightarrow e \geq 19.40\text{cm}$$

$$\text{etage} \Rightarrow h = 3.06\text{m}$$

$$h_e = 306 - 20 = 286\text{cm} \Rightarrow e \geq 14.3\text{cm}$$

On adopte : $e = 20\text{cm}$.

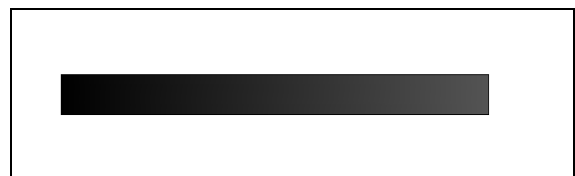


Figure II.6 : voile simple.

2^{em} cas : voile composé sous forme d'un U :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{25}; 15cm \right];$$

h_e : la hauteur libre d'étage

$$RDC \Rightarrow h = 4.08m$$

$$h_e = 408 - 20 = 388cm \Rightarrow e \geq 15.52cm$$

$$etage \Rightarrow h = 3.06m$$

$$h_e = 306 - 20 = 286cm \Rightarrow e \geq 11.44cm$$

On adopte : $e = 20cm$.

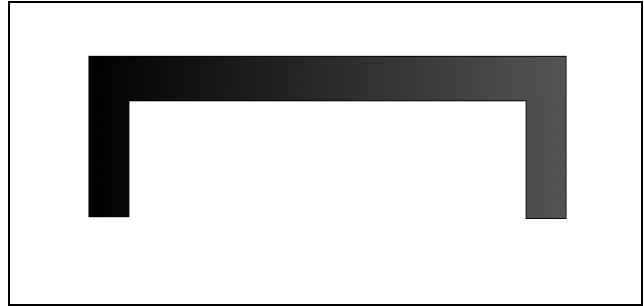


Figure II.7 : voile composé sous forme d'un U.

3^{em} cas : voile composé sous forme d'un L :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{22}; 15cm \right];$$

h_e : la hauteur libre d'étage

$$RDC \Rightarrow h = 4.08m$$

$$h_e = 408 - 20 = 388cm \Rightarrow e \geq 17.63cm$$

$$etage \Rightarrow h = 3.06m$$

$$h_e = 306 - 20 = 286cm \Rightarrow e \geq 13cm$$

On opte : $e = 20cm$

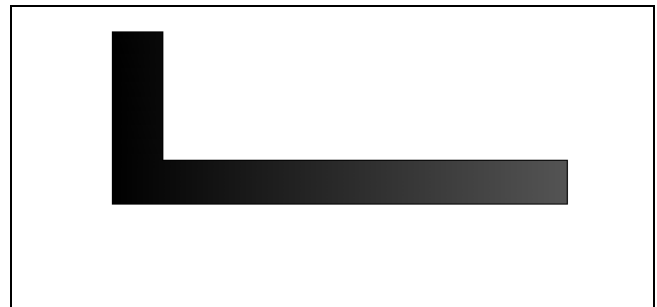


Figure II.8 : voile composé sous forme d'un L.

II.5. 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. Étudiée à la flexion composée.

Calcul de la section de l'acrotère :

Terrasse inaccessible : $H = 50cm$

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + 0.003/2$$

$$S = 0.0585 m^2$$

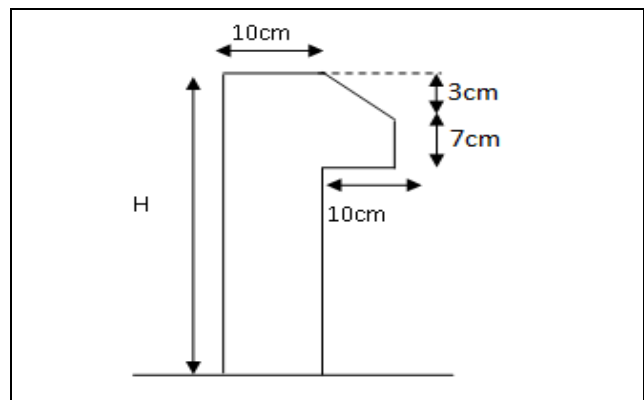


Figure II.9 : coupe de l'acrotère.

II.6. Pré dimensionnement d'escaliers :

L_0 : Longueur projeté de la paillasse
 g : Giron.
 h : Hauteur de la contre marche
 α : Inclinaison de la paillasse
 E : Emmarchement
 H : la hauteur de la volée

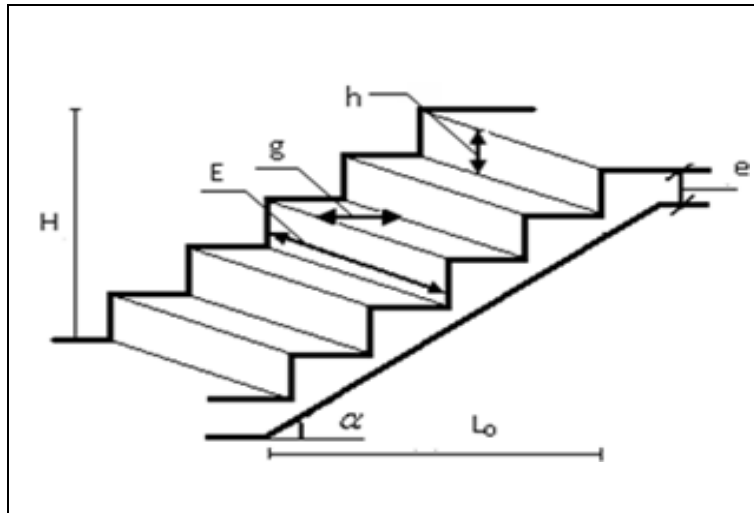


Figure II.10 : Schéma de l'escalier.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 65\text{cm} \dots \dots \dots (1).$$

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

L_0 : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / n-1$$

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

On remplace dans (2) :

$$L_0/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

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

Type I : Escalier droit à trois volées :

• Escalier de RDC :

On a : $H = 136\text{cm}$

$L_0 = 210\text{cm}$

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2 \times 136 + 210) n + 2 \times 136 = 0$$

$$\Rightarrow n = 8$$

Donc : nombre de contre marche ($n = 8$)

Nombre de marche ($n-1$) = 7

$$g = L_0/n-1 = 210/7 = 30\text{cm}$$

$$h = H/n = 136/8 = 17\text{cm}$$

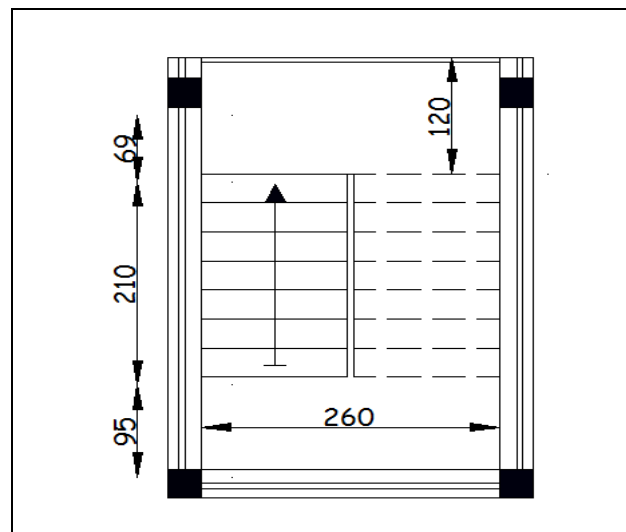


Figure II.11: Vue en plan d'escalier type I (RDC).

Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante

$$L/30 \leq e \leq L/20 \quad \text{avec } L=L_v+L_{pb}+L_{ph}$$

$$L_v=(L_0^2+H^2)^{1/2}=(2.10^2+1.36^2)^{1/2}=2.5\text{m}$$

$$L=2.5+0.69+0.95=4.14\text{m}$$

$$13.80 \leq e \leq 20.7$$

Pour 2 heure de Coup feu $e > 11\text{cm}$

On prend : **$e=16\text{ cm}$**

Calcul de α :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(136/210)$$

$$\Rightarrow \alpha = 32.92^\circ$$

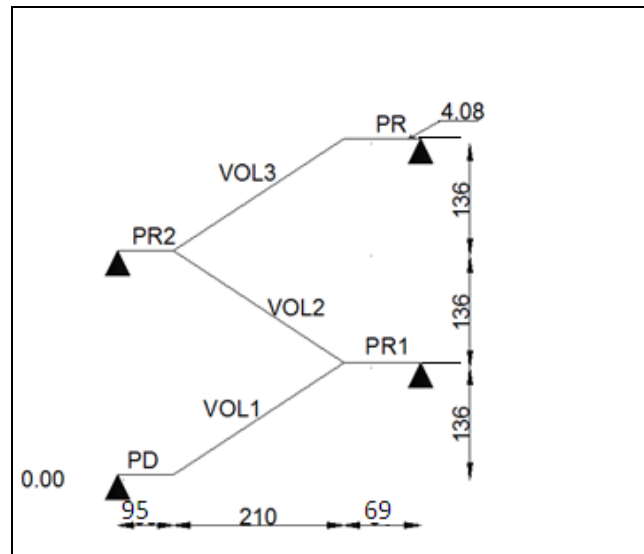


Figure II-12: schéma statique de l'escalier type I (RDC).

Type II : escaliers balancé rectangulaire :

• Escaliers à trois volées gauches à double quartier tournant. (RDC) :

La 1^{er} volée :

On a : $H=1.53\text{m}$;

$$L_0=3.20\text{m}$$

$$L_{ph}=0.55\text{m}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$L=(L_0^2+H^2)^{1/2}+L_{ph}$$

$$L=(3.20^2+1.53^2)^{1/2}+0.55=4.09\text{m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 409/30 \leq e \leq 409/20$$

$$\Rightarrow 13.63\text{cm} \leq e \leq 20.45\text{cm}$$

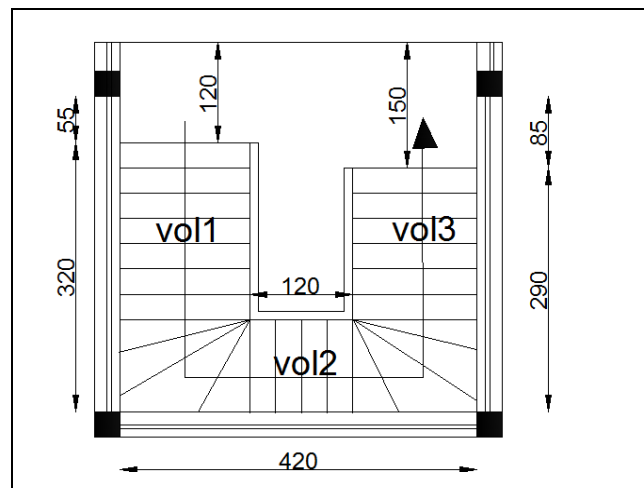


Figure II.13 : Vue en plan d'escalier typeII (RDC).

La 2^{ème} volée :

$H = 4.08 - 2.89 = 1.19\text{m}$

On a : $H = 1.19\text{m}$

$L_0 = 2.35\text{m}$

$L_{pd} = 0.925\text{m}$

$L_{pf} = 0.925\text{m}$

Epaisseur de la pailleasse :

$L = (L_0^2 + H^2)^{1/2} + L_{pd} + L_{pf}$

$L = (2.35^2 + 1.19^2)^{1/2} + (2 \times 0.925) = 4.48\text{m}$

$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 448/30 \leq e \leq 448/20$

$\Rightarrow 14.94\text{cm} \leq e \leq 22.42\text{cm}$

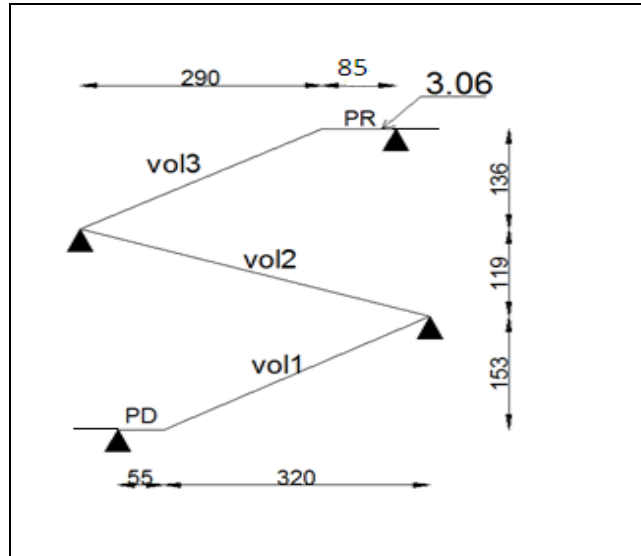


Figure II.14: schéma statique d'escalier type II (RDC).

3^{ème} volée:

On a : $H = 1.36\text{m}$

$L_0 = 2.90\text{m}$

$L_{ph} = 0.85\text{m}$

Epaisseur de la pailleasse :

$L = (L_0^2 + H^2)^{1/2} + L_{ph} = (2.90^2 + 1.36^2)^{1/2} + 0.85 = 4.05\text{m}$

$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 405/30 \leq e \leq 405/20$

$\Rightarrow 13.51\text{cm} \leq e \leq 20.26\text{cm}$

On prend : **$e = 16\text{cm}$**

- Escaliers à trois volées gauches à double quartier tournant. (Sous sol et étage courants) :

La 1^{ère} volée :

On a : $H = 1.02\text{m}$

$L_0 = 2.60\text{m}$

$L_{ph} = 1.15\text{m}$

Epaisseur de la pailleasse :

$L = L_{ph} + (L_0^2 + H^2)^{1/2}$

$L = 1.15 + (2.60^2 + 1.02^2)^{1/2} = 3.94\text{m}$

$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 394/30 \leq e \leq 394/20$

$\Rightarrow 13.14\text{cm} \leq e \leq 19.71\text{cm}$

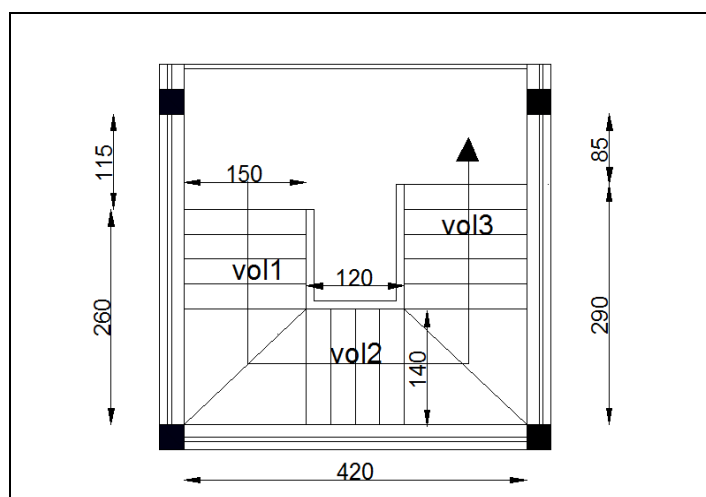


Figure II.15: vue en plan d'escalier type II.

La 2^{ème} volée :

On a : H = 0.85m

$$L_0 = 1.2m$$

$$L_{pd} = L_{pf} = 1.5m$$

Epaisseur de la paillese :

$$L = (2 \times L_{pf}) + (L_0^2 + H^2)^{1/2}$$

$$L = (1.5 \times 2) + (1.2^2 + 0.85^2)^{1/2} = 4.47m$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 447/30 \leq e \leq 447/20$$

$$\Rightarrow 14.90cm \leq e \leq 22.35cm$$

La volée 3 :

On a : H = 1.19 m;

$$L_0 = 2.9m;$$

$$L_{ph} = 0.85m$$

Epaisseur de la paillese :

$$L = (L_0^2 + H^2)^{1/2} + L_{ph}$$

$$L = (2.9^2 + 1.19^2)^{1/2} + 0.85 = 3.98m$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 398/30 \leq e \leq 398/20$$

$$\Rightarrow 13.28cm \leq e \leq 19.92cm$$

On prend : e = 16cm

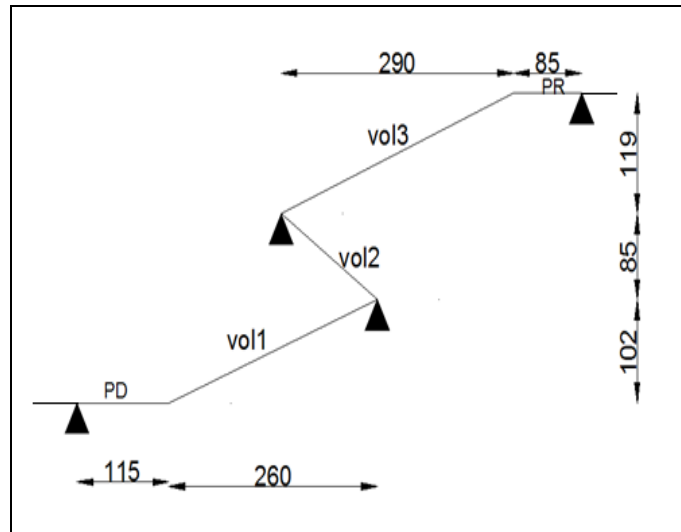


Figure. II.16 : schéma statique de l'escalier type II.

II.7. Evaluation des charges et surcharges :

II.7.1. Les escaliers :

1. Palier :

Tableau II.7.1 : Evaluation des charges du palier.

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.16	25	4
5	Enduit plâtre	0.015	14	0.21
Charge permanente totale				G=5.41
Surcharge d'exploitation				Q=2.50

2. La Volée :**Tableau II.7.2 :** Evaluation des charges de la volée.

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement horizontal	0.02	22	0.44
2	Revêtement vertical	0.013	22	0.28
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Marches	0.17 · (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	0.16/ (cos32.92°)	25	4.76
7	Enduit de plâtre	0.015	14	0.21
Charge permanente totale				G=8.32
Surcharge d'exploitation				Q=2.50

II.7.2. Dalle pleine :**Tableau II.7.3:**Évaluation des charges de la dalle plein.

N	Désignation des éléments	épaisseur (m)	Densité(KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0,44
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.03	18	0,54
4	Dalle pleine	0.12	25	3
5	Enduit en plâtre	0.015	14	0.21
Charge permanente totale				G =4.59
Surcharge d'exploitation				Q =3,50

II.7.3.Murs extérieurs et murs de séparation entre appartement :**Tableau II.7.4 :** Évaluation des charges des murs extérieures.

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Brique creuse	0.15	9	1.35
2	Lame d'aire	0.05	/	/
3	Brique creuse	0.10	9	0.9
4	Enduit extérieur en ciment	2	20	0.4
5	Enduit de plâtre intérieur	0.015	14	0.21
Charge permanente totale				G=2.86

II.7.4. L'acrotère (terrasse inaccessible) :**Tableau II.7.5:** Évaluation des charges de l'acrotère (terrasse inaccessible).

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Surface m ²	DensitéKN/m ³	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	0.1	0,0585	25	1.46
Enduit de ciment intérieur	0.015	0,0075	20	0,15
Enduit de ciment extérieur	0.02	0,01	20	0,2
Charge permanente totale				G=1.81
Charge d'exploitation				Q=1

II.7.5. Plancher :**1. Plancher terrasse inaccessible :****Tableau II.7.6:**Évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

N	Désignation des éléments	e (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Multicouche d'étanchéité	0.02	5	0.10
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Forme de pente (2%)	0.12	22	2.64
5	Plancher à corps creux (16+4)	0.20	14.25	2.85
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G_{terrasse}=6.95
Charge d'exploitation				Q=1

2. Plancher étage courant :**Tableau II.7.7 :** Évaluation des charges du plancher étage courant.

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité(KN/m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.015	14	0.21
6	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 du bureau				Q =2.5
Etage à usage commerciale				Q =5

II.8. 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+9+SS) à usage d'habitation on adopte pour un ascenseur de 8 personnes.

Caractéristiques d'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.

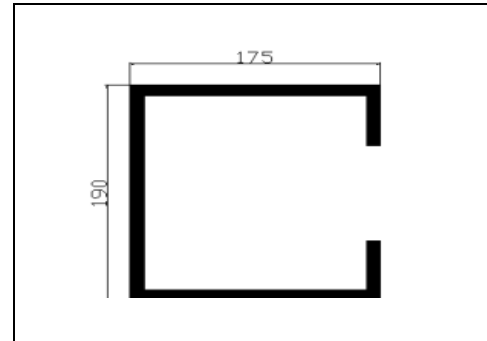


Figure II.17: Ascenseur.

D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.

La charge nominale est de 630 kg.

La vitesse $V = 1.6m/s$.

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

Evaluation des charges et des surcharges :

Tableau II.8.1 : Évaluation des charges de l'Ascenseur.

Poids propre de la dalle et de revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN /m ²)	Poids total KN /m ²
$G_1=25 \times 0.2 + 22 \times 0.04$	$S=L \times l$ $=1.75 \times 1.9$	$G_2= F_c / S$ $=145/3.325$	$G=G_1+G_2$ $=5.88+46.93$
$G_1=5.88Kn/m^2$	$S=3.325$	$G_2=43.61$	G=52.81

Les charges d'exploitation est : **Q=1KN/m²**

II.9. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art 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 on fixe les sections des poteaux comme suit.

Les sections des poteaux préalablement adoptés sont :

a- Pour les poteaux rectangulaires :

55x60 → Sous-sol et RDC

50x55 → 1^{er} et 2^{ème} étage

45x50 → 3^{ème} et 4^{ème} étage

40x45 → 5^{ème} et 6^{ème} étage

35x40 → 7^{ème} et 8^{ème} étage

30x35 → 9^{ème} étage

b- Pour les poteaux circulaires :

D = 40 cm

Les vérifications des sections se feront suivant trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.

II.10. Descente de charge :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharge) 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 à savoir le poteau E3 et E1.

- La loi de dégression :

Poteau rectangulaires :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la toiture 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 de terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :

$$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

Sous étage n quelconque :

$$Q_n = Q_0 + (3+n) / 2n (Q_1, Q_2, \dots, Q_n)$$

Le coefficient $(3+n) / 2n$ étant valable pour $n > 5$

Lorsque les charges d'exploitation sont les même 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 suivant

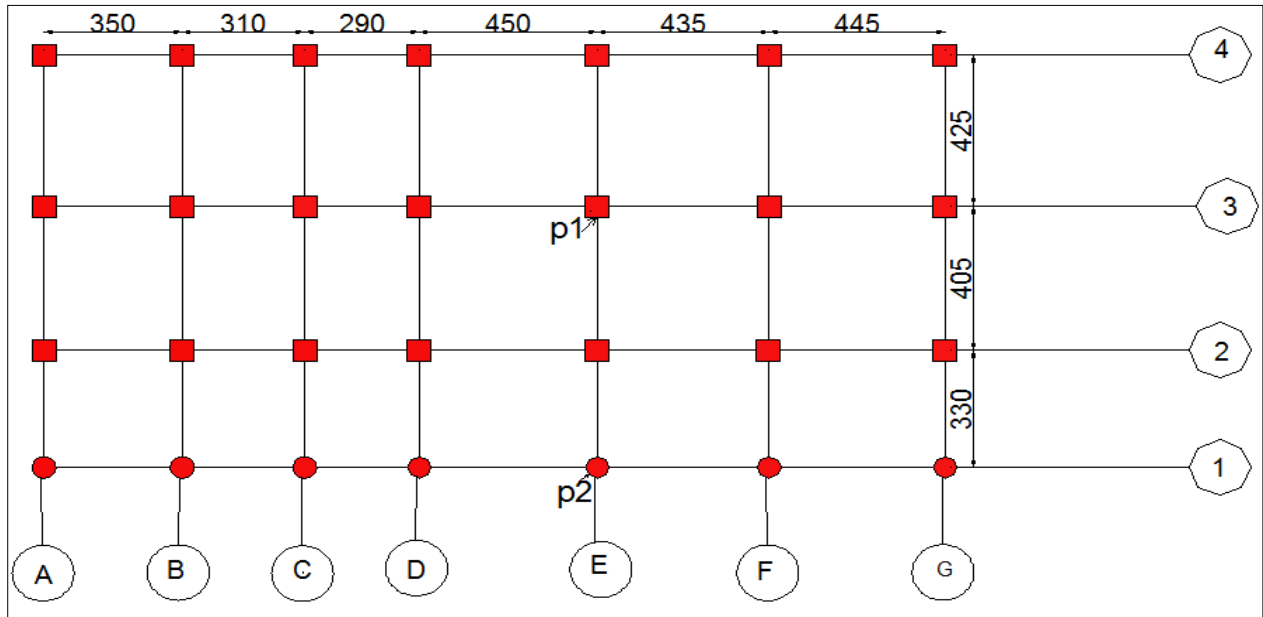


Figure II.18 : Vue en plan.

1. Poids propre des poteaux :

$$P=S \times 25 \times h_e$$

Tableau II.10.1 : Évaluation des poids propre des poteaux

étages	Sous sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 et 4 ^{ème}	5 et 6 ^{ème}	7 et 8 ^{ème}	9 ^{ème}
S (cm ²)	(55x60)	(55x60)	(50x55)	(45x50)	(40x45)	(35x40)	(30x35)
P(KN)	25.25	33.66	21.03	17.21	13.77	10.71	8.03

2. Poids des poutres :

$$P=S \times L \times 25$$

- poutre principale:

$$b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.80 = 9.975 \text{ KN}$$

-poutre secondaire:

$$b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

$$G = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 4.125 = 10.83 \text{ KN}$$

$$G_p = 20.805 \text{ KN}$$

Le Poteau le plus sollicité c'est le poteau(E3)

Poteau : (E3)

-Calcul de la surface afférente:

$$S = \sum S_i$$

$$S_1 = 2.1 \times 1.95 = 4.095 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.025 \times 1.95 = 3.95 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 0.85 \times 2.1 = 1.785 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ m}^2$$

$$S_5 = 2.025 \times 1.85 = 3.75 \text{ m}^2$$

$$S_6 = 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ m}^2$$

$$S = 15.68 \text{ m}^2$$

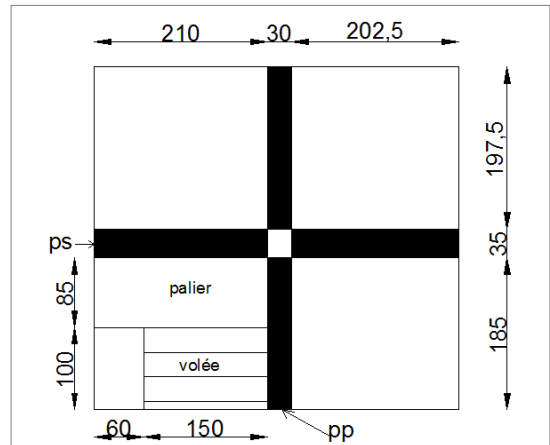


Figure II.19:surface afférente de poteau E3.

Loi de dégression de charge d'exploitation :

$$N1 : Q_0 = 15.68 \text{ KN}$$

$$N2 : Q_0 + Q_1 = 25.68 \text{ KN}$$

$$N3 : Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2) = 34.68 \text{ KN}$$

$$N4 : Q_0 + 0.9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 42.68 \text{ KN}$$

$$N5 : Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 49.68 \text{ KN}$$

$$N6 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \cdot 5} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 55.68 \text{ KN}$$

$$N7 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \cdot 6} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 60.68 \text{ KN}$$

$$N8 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \cdot 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 65.68 \text{ KN}$$

$$N9 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \cdot 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 70.68 \text{ KN}$$

$$N10 : Q_0 + \frac{3+9}{2 \cdot 9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 78.01 \text{ KN}$$

$$N11 : Q_0 + \frac{3+10}{2 \cdot 10} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 82.955 \text{ KN}$$

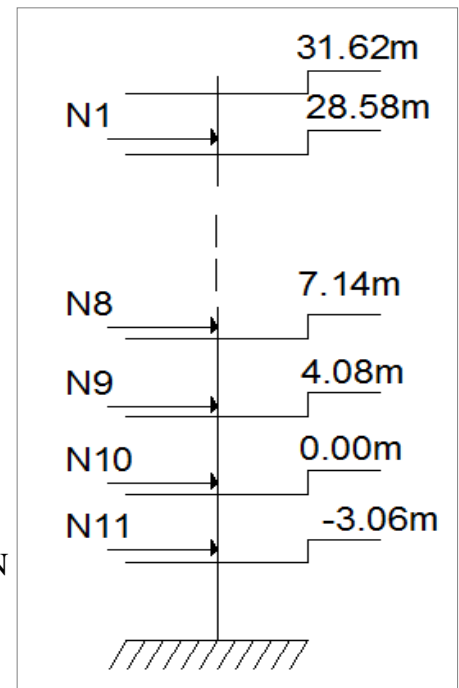


Figure II.20 : Schéma de la descente de charge de (E3).

Les résultats de poteau (E3) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.10.2 : Tableau récapitulatif de la descente de charges pour le poteau(E3).

	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N1	Terrasse inaccessible (16+4) cm	$6.95 \times 15.68 = 108.976$	$1 \times 15.68 = 15.68$
	Poutre principale (30x35) m ²	9.975	
	Poutre secondaire (30x35) m ²	10.83	
	Poteau (30x35) m ²	8.03	
	TOTAL	137.81	15.68
N2	Venant de N1	137.81	15.68
	dalle pleine	$4.59 \times (4.095 + 1.785) = 26.99$	3.5
	Plancher étage (16+4) cm	$5.39 \times (3.95 + 3.75) = 41.50$	1.5
	Poutre principale (30x35) m ²	9.975	
	Poutre secondaire (30x35) m ²	10.83	
	Poteau (35x40) m ²	10.71	
	Mur extérieur	$2.946 \times 2.86 = 8.42$	
	Palier	$5.41 \times 1.785 = 9.66$	2.5
	volée	$8.32 \times 1.5 = 12.48$	2.5
TOTAL	268.375	25.68	
N3	Venant de N2	268.375	25.68
	Plancher étage(16+4) cm	41.50	1.5
	Dalle pleine	26.99	3.5
	Poutre principale (30x35) m ²	9.975	
	Poutre secondaire (30x35) m ²	10.83	
	Poteau (35x40) m ²	10.71	
	Mur extérieur	8.42	
	Palier	9.66	2.5
	Volée	12.48	2.5
TOTAL	398.94	35.68	
N4	Venant de N3	398.94	35.68
	Plancher étage(16+4) cm	41.50	1.5
	Dalle pleine	26.99	3.5
	Poutre principale (30x35) m ²	9.975	
	Poutre secondaire (30x35) m ²	10.83	
	Poteau (40x45) m ²	13.77	
	Mur extérieur	8.42	
	Palier	9.66	2.5
	Volée	12.48	2.5
TOTAL	532.565	45.68	

N5	Venant de N4	532.565	45.68
	Plancher étage (16+4) cm	41.50	1.5
	Dalle pleine	26.99	3.5
	Poutre principale (30x35) m ²	9.975	
	Poutre secondaire (30x35) m ²	10.83	
	Poteau (40x45) m ²	13.77	
	Mur extérieur	8.42	
	Palier	9.66	2.5
	Volée	12.48	2.5
	TOTAL	666.19	55.68
N6	Venant de N5	666.19	55.68
	Plancher étage(16+4) cm	41.50	1.5
	Dalle pleine	26.99	3.5
	Poutre principale (30x35) m ²	9.975	
	Poutre secondaire (30x35) m ²	10.83	
	Poteau (45x50) m ²	17.21	
	Mur extérieur	8.42	
	Palier	9.66	2.5
	Volée	12.48	2.5
	TOTAL	803.255	65.68
N7	Venant de N6	803.255	65.68
	Plancher étage(16+4) cm	41.50	1.5
	Dalle pleine	26.99	3.5
	Poutre principale (30x35) m ²	9.975	
	Poutre secondaire (30x35) m ²	10.83	
	Poteau (45x50) m ²	17.21	
	Mur extérieur	8.42	
	Palier	9.66	2.5
	Volée	12.48	2.5
	TOTAL	940.32	75.68
N8	Venant de N7	940.32	75.68
	Plancher étage(16+4) cm	41.50	1.5
	Dalle pleine	26.99	3.5
	Poutre principale (30x35) m ²	9.975	
	Poutre secondaire (30x35) m ²	10.83	
	Poteau (50x55) m ²	21.03	
	Mur extérieur	8.42	
	Palier	9.66	2.5
	Volée	12.48	2.5
	TOTAL	1081.205	85.68

N9	Venant de N8	1081.205	85.68
	Plancher étage (16+4) cm	41.50	2.5
	Dalle pleine	26.99	3.5
	Poutre principale (30x35) m ²	9.975	
	Poutre secondaire (30x35) m ²	10.83	
	Poteau (50x55) m ²	21.03	
	Mur extérieur	2.015x2.86=5.763	
	Palier	9.66	2.5
	Volée	12.48	2.5
	TOTAL	1219.433	96.68
N10	Venant de N9	1219.433	96.68
	Plancher étage(16+4) cm	41.50	5
	Dalle pleine	26.99	3.5
	Poutre principale (30x35) m ²	9.975	
	Poutre secondaire (30x35) m ²	10.83	
	Poteau (55x60) m ²	33.66	
	Mur extérieur	2.131x2.86=6.09	
	Palier	9.66	2.5
	Volée	12.48	2.5
	TOTAL	1370.618	110.18
N11	Venant de N10	1370.618	110.18
	Plancher étage (16+4) cm	41.50	1.5
	Dalle pleine	26.99	3.5
	Poutre principale (30x35) m ²	9.975	
	Poutre secondaire (30x35) m ²	10.83	
	Poteau (55x60) m ²	25.25	
	Mur extérieur	3.435x2.86=9.82	
	Palier	9.66	2.5
	Volée	12.48	2.5
	TOTAL	1517.123	120.18
TOTAL	1517.123	120.18	
Nu=1.35Gt+1.5Qt		Gt=1517.123KN	
Ns=Gt+Qt		Qt=120.18KN	
Ns=1637.303KN		Nu=2228.39KN	

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau situé autour de la cage d'escalier (E3) qui est le plus sollicité sous charges verticales.

$$N_u = 2228.39 \text{ KN.}$$

$$N_s = 1637.303 \text{ KN.}$$

D'après le BAEL 91 (Art.8.11) l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$N_u = 1.1 \times 2228.39 = 2451.229 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{N_u = 2451.229 \text{ KN.}}$$

2. poteau circulaire :

Calcul des surfasses afférentes

$$S = S_1 + S_2$$

$$S_1 = 1.475 \times 2.10 = 3.097 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.025 \times 1.475 = 2.986 \text{ m}^2$$

$$S = 6.08 \text{ m}^2$$

Les charges revenant au poteau circulaire :

· Plancher étage1:

$$G = 5.39 \times 6.08 = 32.77 \text{ KN}$$

$$Q = 2.5 \times 6.08 = 15.20 \text{ KN}$$

· Plancher RDC:

$$G = 5.39 \times 6.08 = 32.77 \text{ KN}$$

$$Q = 5 \times 6.08 = 30.4 \text{ KN}$$

· Plancher sous sol :

$$G = 5.39 \times 6.08 = 32.77 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 6.08 = 9.12 \text{ KN}$$

· Poutres

$$PP : G = 0.35 \times 0.3 \times 4.125 \times 25 = 10.83 \text{ KN}$$

$$PS : G = 0.35 \times 0.3 \times 1.475 \times 25 = 3.87 \text{ KN}$$

· Poteaux :

$$\text{RDC+étage1} : G = 25 \times (3.14 \times (0.4)^2 / 4) \times (3.06 + 4.08) = 22.42 \text{ KN}$$

$$\text{S-Sol} : G = 25 \times (3.14 \times (0.4)^2 / 4) \times 3.06 = 9.61 \text{ KN}$$

Les résultats de poteau (E1) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.10.3 : Tableau récapitulatif de la descente de charges pour le poteau Circulaire(E1).

	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N1	Terrasse inaccessible (16+4) cm	6.95x6.08=42.256	1x6.08=6.08
	Poutre principale (30x35) m ²	10.83	
	Poutre secondaire (30x35) m ²	3.87	
	Poteau	22.42	
	TOTAL	79.376	6.08
N2	Venant de N1	79.376	6.08
	Plancher étage (16+4) cm	5.39x6.08=32.77	1.5
	Poteau	9.61	
	TOTAL	121.756	7.58
	Nu=1.35Gt+1.5Qt Ns=Gt+Qt	Gt=121.756KN Qt=7.58KN	
	Ns=129.336KN	Nu=175.74KN	

D'après le BAEL 91 (Art.8.11) l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10% ; $N_u=1.1 \times 175.74=193.314\text{KN}$

Il faut vérifier les conditions suivantes :

-Compression simple :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bu}$$

B : section de poteau tel que :

$$B_{adopté} = (0.55 \times 0.6) \text{ m}^2 \Rightarrow B = 0.33 \text{ m}^2$$

$$B_{cal} \geq \frac{N_u(MN)}{0.6 f_c 28} \Rightarrow B_{cal} \geq \frac{2451.229 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} \Rightarrow B_{cal} \geq 0.163 \text{ m}^2$$

$$B_{adopté} = 0.33 \text{ m}^2 \geq B_{calculé} = 0.163 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{ vérifiée}$$

Le tableau(II.10.4) résume les vérifications à la compression des poteaux:

Tableau. II.10.4 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu(KN)	Sections(m)	Condition B adop> B cal		Observation
			B adopté	B calculé	
s-sol et RDC	2451.229	0.55x0.60	0.33	0.163	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme}	1970.38	0.50x0.55	0.275	0.131	Vérifiée
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	1521.24	0.45x0.50	0.225	0.101	Vérifiée
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	1081.16	0.40x0.45	0.180	0.072	Vérifiée
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	650.62	0.35x0.40	0.140	0.043	Vérifiée
9 ^{eme}	230.52	0.30x0.35	0.105	0.015	Vérifiée
Pot circulaire	193.314	3.14x(0.4) ² /4	0.125	0.013	Vérifiée

-Vérification vis-à-vis le flambement :

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

Pour RDC :

Calcul de l'élançement :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.6 \times 0.55^3}{12} = 0.0083 \text{m}^4 \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{0.0083}{0.33}} = 0.158 \text{m}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{m.}$$

$$\lambda = \frac{2.856}{0.158} = 18.07 \quad ; \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.07}{35}\right)^2} = 0.807$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

Pour un poteau rectangulaire :

$$B_r \geq \frac{N_u (MN)}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad ; \quad B_r \geq \frac{2217.16 \times 10^{-3}}{0.814 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.124 \text{m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.307 \text{m}^2$$

$$0.307 > 0.124 \quad \text{donc le poteau ne risque pas de se flamber.}$$

Pour un poteau circulaire :

$$I = \frac{3.14 \times D^4}{64} = \frac{3.14 \times 0.4^4}{64} = 0.0012 \text{m}^4 \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{0.0012}{0.125}} = 0.097 \text{m}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times (4.08 + 3.06) = 4.98 \text{m.}$$

$$\lambda = \frac{4.98}{0.097} = 51.34 \quad ; \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{51.34}\right)^2 = 0.57$$

$$B_r \geq \frac{193.314 \times 10^{-3}}{0.57 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.015 m^2$$

$$B_r = 3.14 (D-2)^2 / 4 = 3.14 (40-2)^2 / 4 \times 10^{-4} = 0.113 m^2$$

0.113 > 0.015 donc le poteau ne risque pas de flamber

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux

Tableau. II.10.5 : vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	Nu(KN)	sections	Condition Br adop > Br cal		Observation
			Br adopté	Br calculé	
S-SOL	2451.229	055x0.60	0.307	0.134	Vérifiée
RDC	2217.16	0.55x0.60	0.307	0.124	Vérifiée
1^{er} et 2^{eme}	1970.38	0.50x0.55	0.254	0.109	Vérifiée
3^{eme} et 4^{eme}	1521.24	0.45x0.50	0.206	0.084	Vérifiée
5^{eme} et 6^{eme}	1081.16	0.40x0.45	0.163	0.060	Vérifiée
7^{eme} et 8^{eme}	650.62	0.35x0.40	0.125	0.037	Vérifiée
9^{eme}	230.52	0.30x0.35	0.092	0.013	Vérifiée
Pot circulaire	193.314	3.14x0.4 ² /4	0.113	0.015	Vérifiée

II.11. Conclusion :

Après avoir effectué le pré dimensionnement des éléments structuraux avec toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments structuraux les sections suivantes :

-Les poutres :

Principales : 30 × 35 cm².

Secondaires : 30 × 35 cm².

-Les poteaux :

S-Sol et RDC : (b × h) = (55 × 60) cm²

1^{er} et 2^{eme} étage : (b × h) = (50 × 55) cm²

5^{eme} et 6^{eme} étage : (b × h) = (40 × 45) cm²

7^{eme} et 8^{eme} étage : (b × h) = (35 × 40) cm²

9^{eme} étage : (b × h) = (30 × 35) cm²

Poteau circulaire : D = 40 cm².

III.1. Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (**BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...**).

III.2. calcul des poutrelles :

III.2.1.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.2.1.1.Méthode forfaitaire :

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** 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 (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

- **Principe de la méthode forfaitaire**

-Les moments fléchissant :

En travée :

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

C'est le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

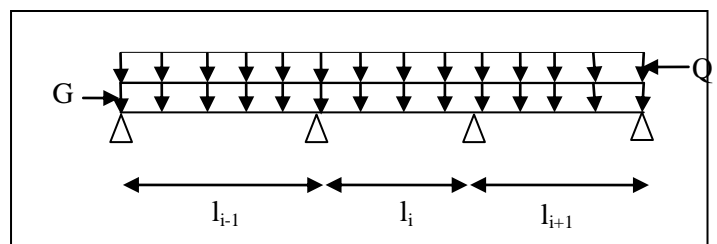


Figure III.1 : Schéma d'une Poutre continue

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

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

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:

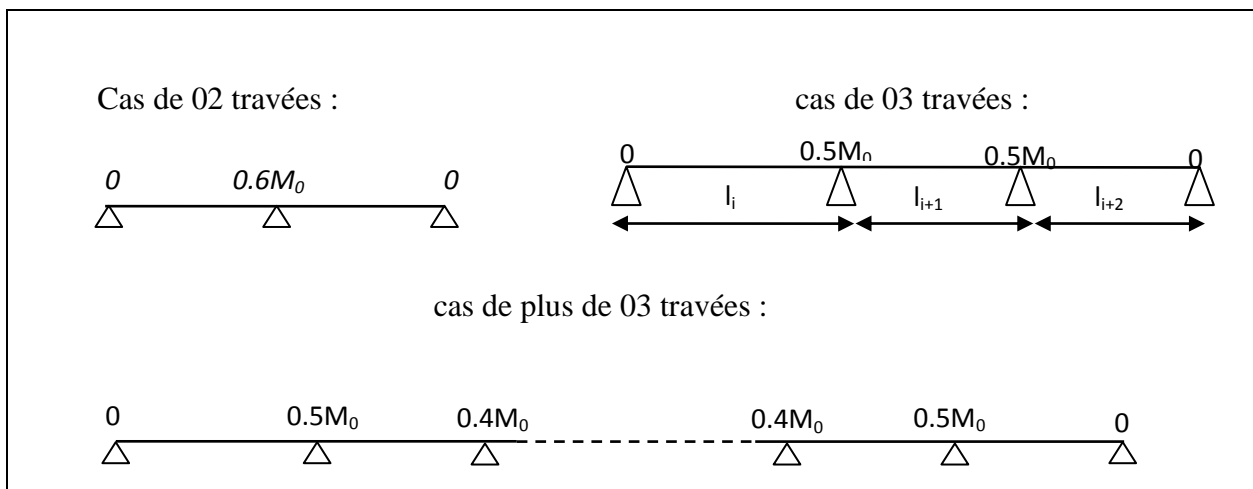


Figure III.2 : moment aux appuis des différents cas des poutres .

-Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués :

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

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

III.2.1.2.Méthode de Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées

$Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais on peut appliquer la méthode de Caquot minorée à des planchers à surcharges modérées si l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

Cette méthode consiste à minorer la charge permanente G par un coefficient minorateur $G' = (2/3) \times G$, cette charge nous permet de calculer les moments des appuis seulement, les moments en travées sont calculer avec la charge complète(G).

• **Principe de la méthode Caquot :**

-Calcul des moments :

En appuis :
$$M_a = -\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad \text{(BAEL. Art. L.III,3)}$$

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

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

En travées :

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

-Evaluation des efforts tranchants :
$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \quad \text{(BAEL. Art. L.III,3)}$$

III.2.2 Etude des poutrelles :

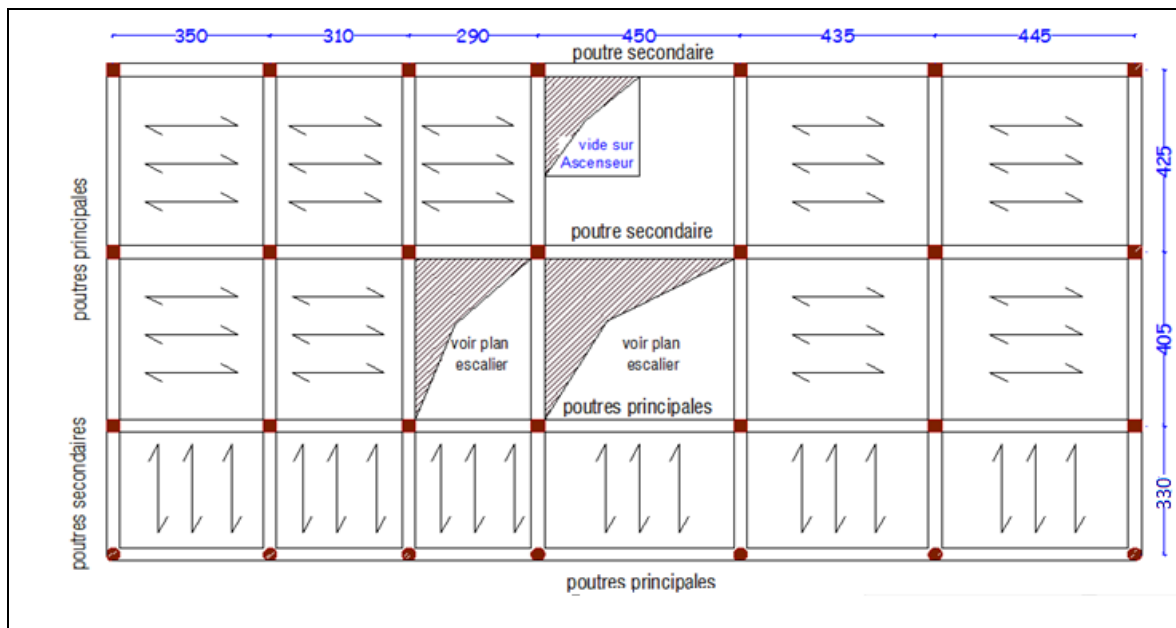


Figure III.3:Schéma de disposition des poutrelles.

Dans notre structure on a plusieurs types de poutrelles dans les différent planchers des étages on distingue :

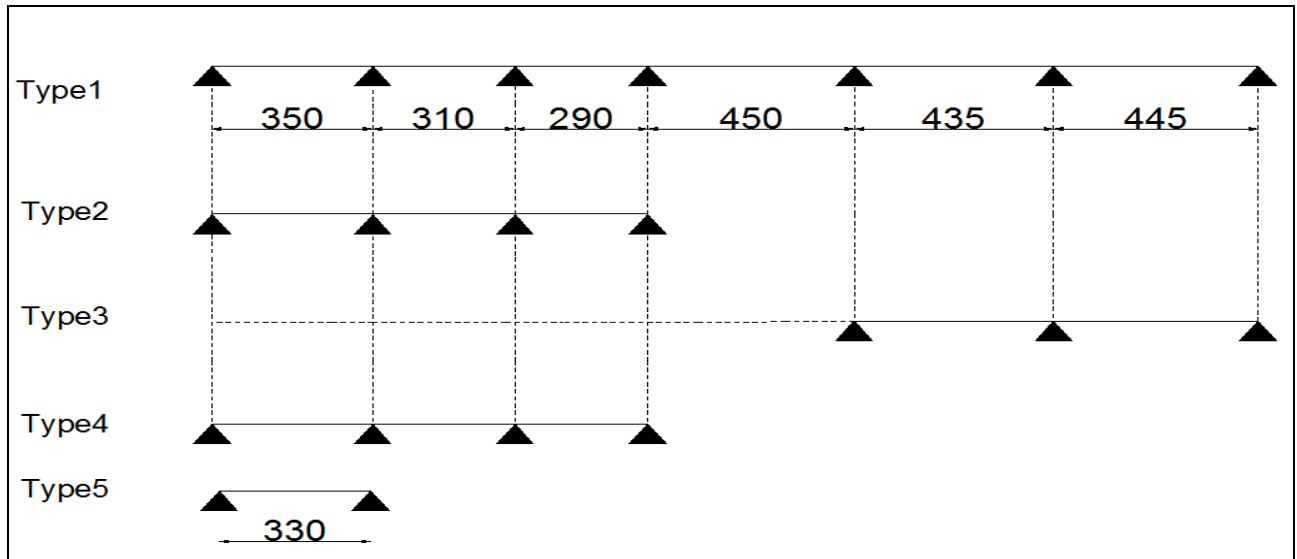


Figure III.4:Schéma de différents types des poutrelles.

III.2.2.1. Vérification des conditions de BAEL (Art. L.III,2) :

Les conditions d’application de la méthode Forfaitaire, cité avant et ont vérifiées pour tous les types sauf le type 1 (2^{ème} condition non vérifiée).

III.2.2.2. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

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

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

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b = 0.65m$, les résultats sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.2.1 : Charges et surcharges d’exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.95	1	10.88	7.07	7.95	5.17
Etages d’habitation	5.39	1.5	9.52	6.188	6.89	4.48
Etage bureaux	5.39	2.5	11.02	7.16	7.9	5.13
Etages commerciaux	5.39	5	14.77	9.6	10.4	6.76

III.2.2.3. Calcul des sollicitations :

a-Planchers à usage commercial :

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons l'utiliser pour le calcul des sollicitations, on prendra la poutrelle type 2 comme un exemple de calcul, les résultats obtenus pour les autres types des poutrelles sont résumés sur des tableaux.

Poutrelle type 2 :

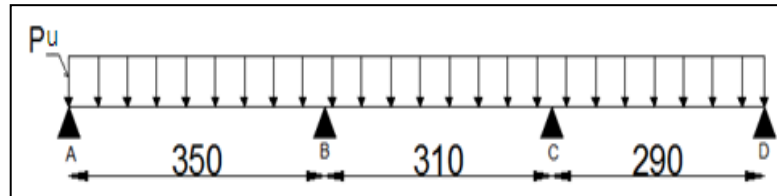


Figure III.5:Schéma statique de poutrelles type 2.

- Calcul à L'ELU :

-Moment isostatique :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_U l^2}{8} = \frac{9.6 \times 3.5^2}{8} = 14.7 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{9.6 \times 3.1^2}{8} = 11.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{9.6 \times 2.9^2}{8} = 10.09 \text{ KN.m}$$

-Moments sur les appuis :

Appuis de rive :

$$M_A = M_D = 0$$

Appuis intermédiaires :

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 14.7 = -7.35 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 11.53 = -5.765 \text{ KN.m}$$

-Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5.39} = 0.48 ; \alpha = 0.48 \Rightarrow \begin{cases} 1+0.3\alpha = 1.14 \\ 1.2+0.3\alpha = 1.34 \end{cases}$$

Travée A-B de rive :

$$\begin{cases} M_t + \frac{0+7.35}{2} \geq (1.14 \times 14.7) \Rightarrow M_t \geq 13.08 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.34}{2} \times 14.7 \Rightarrow M_t \geq 9.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(13.08; 9.88) \Rightarrow M_t = 13.08 \text{ KN.m}$$

Travée B-C intermédiaire :

$$\begin{cases} M_t + \frac{7.35 + 5.765}{2} \geq (1.14 \times 11.53) \Rightarrow M_t \geq 6.59 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.14}{2} \times 11.53 \Rightarrow M_t \geq 6.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(6.59; 6.57) \Rightarrow M_t = 6.59 \text{ KN.m}$$

Travée C-D de rive :

$$\begin{cases} M_t + \frac{5.765 + 0}{2} \geq 1.14 \times 10.09 \Rightarrow M_t \geq 8.62 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.34}{2} \times 10.09 \Rightarrow M_t \geq 6.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = \max(8.62; 6.76) \Rightarrow M_t = 8.62 \text{ KN.m}$$

-Les efforts tranchants :

Travée A-B :

$$\begin{cases} V_g = \frac{Pu \times l_{AB}}{2} = \frac{9.6 \times 3.5}{2} \Rightarrow V_g = 16.8 \text{ KN.} \\ V_d = -1.1 \frac{Pu \times l_{AB}}{2} = -1.1 \frac{9.6 \times 3.5}{2} \Rightarrow V_g = -18.48 \text{ KN.} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\begin{cases} V_g = 1.1 \frac{Pu \times l_{BC}}{2} = 1.1 \frac{9.6 \times 3.1}{2} \Rightarrow V_g = 16.37 \text{ KN.} \\ V_d = -1.1 \frac{Pu \times l_{BC}}{2} = -1.1 \frac{9.6 \times 3.1}{2} \Rightarrow V_g = -16.37 \text{ KN.} \end{cases}$$

Travée C-D :

$$\begin{cases} V_g = 1.1 \frac{Pu \times l_{CD}}{2} = 1.1 \frac{9.6 \times 2.9}{2} \Rightarrow V_g = 15.31 \text{ KN.} \\ V_d = -\frac{Pu \times l_{CD}}{2} = -\frac{9.6 \times 2.9}{2} \Rightarrow V_g = -13.92 \text{ KN.} \end{cases}$$

- Calcul à L'ELS :

Les calculs à l'ELS se fait du la même manière qu'a l'ELU en remplaçant P_u par $P_s=6.76\text{Kn/ml}$

Les résultats des sollicitations sont présentés sur les tableaux suivants :

Type 2 :

Tableau III.2.2 : Sollicitations des poutrelles de type (2) à L'ELU et L'ELS.

T R	L (m)	P(kn /m)		M ₀ (kn /m)		M _g (kn /m)		M _d (kn /m)		M _t (kn /m)		V _g (kn /m)		V _d (kn /m)	
		Elu	Els	Elu	Els	Elu	Els	Elu	Els	Elu	Els	Elu	Els	Elu	Els
A B	3.5	9.6	6.76	14.7	10.3	0	0	-7.35	-5.17	13.08	9.21	16.8	11.83	-18.48	-13.01
B C	3.1	9.6	6.76	11.53	8.12	-7.35	-5.17	-5.76	-4.06	6.59	4.64	16.37	11.52	-16.37	-11.52
C D	2.9	9.6	6.76	10.09	7.10	-5.76	-4.06	0	0	8.62	6.06	15.31	10.78	-13.92	-9.80

Type 3 :

Tableau III.2.3 : Sollicitations des poutrelles de type (3) à L'ELU et L'ELS.

T R	L (m)	P(Kn/m)		M ₀ (Kn/m)		M _g (Kn/m)		M _d (Kn/m)		M _t (Kn/m)		V _g (Kn/m)		V _d (Kn/m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A B	4.35	9.6	6.76	22.7	15.96	0	0	-14.2	-10.2	18.8	13.3	20.88	14.68	-24.01	-16.88
B C	4.45	9.6	6.76	23.7	16.71	-14.25	-10.02	0	0	20.1	14.1	24.56	17.27	-21.36	15.00

Type 4 :

Tableau III.2.4 : Sollicitations des poutrelles de type (4) à L'ELU et L'ELS.

T R	L (m)	P (Kn/ml)		M ₀ (Kn/ml)		M _g (Kn/ml)		M _d (Kn/ml)		M _t (Kn/ml)		V _g (Kn/ml)		V _d (Kn/ml)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A B	3.5	9.6	6.76	14.7	10.33	0	0	- 8.82	-6.2	12.40	8.70	16.8	11.87	-19.32	-13.58
B C	3.1	9.6	6.76	11.5	8.11	-8.82	-6.20	0	0	8.80	6.20	17.11	12.03	-14.88	-10.4

b- Plancher à usage bureau :

Type 2 :

Tableau III.2.5 : Sollicitations des poutrelles de type (2) à L'ELU et L'ELS.

T R	L (m)	P (Kn/m)		M ₀ (Kn/m)		M _g (Kn/m)		M _d (Kn/m)		M _t (Kn/m)		V _g (Kn/m)		V _d (Kn/m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A B	3.5	7.16	5.12	10.96	7.85	0	0	-5.48	-3.92	9.20	6.59	12.5	8.97	-13.78	-9.87
B C	3.1	7.16	5.12	8.60	6.16	-5.4	-3.92	-4.3	-3.08	4.68	3.35	12.21	8.74	-12.21	-8.74
C D	2.9	7.16	5.12	7.53	5.39	-4.3	-3.08	0	0	6.05	4.33	11.38	8.179	-10.38	-7.43

Type 3 :

Tableau III.2.6 : Sollicitations des poutrelles de type (3) à L'ELU et L'ELS.

T R	L (m)	P(Kn/m)		M ₀ (Kn/m)		M _g (Kn/m)		M _d (Kn/m)		M _t (Kn/m)		V _g (Kn/m)		V _d (Kn/m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A B	4.35	7.16	5.12	16.9	12.1	0	0	-10.6	-7.6	13.15	9.41	15.58	11.15	-17.9	-12.82
B C	4.45	7.16	5.12	17.7	12.7	-10.63	-7.6	0	0	14.01	10.02	18.33	13.12	-15.3	-11.40

Type 5 :

Tableau III.2.7 : Sollicitations des poutrelles de type (5) à L'ELU et L'ELS.

TR	L (m)	P(Kn/m)		M ₀ (Kn/m)		M _g (Kn/m)		M _d (Kn/m)		M _t (Kn/m)		V _g (Kn/m)		V _d (Kn/m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	3.3	7.16	5.128	9.75	6.98	0	0	0	0	9.75	6.98	11.82	8.46	-11.82	-8.4

c-Planchers à usage d'habitation :

Type 2 :

Tableau III.2.8 : Sollicitations des poutrelles de type (2) à L'ELU et L'ELS.

T R	L (m)	P(Kn/m)		M ₀ (Kn/m)		M _g (Kn/m)		M _d (Kn/m)		M _t (Kn/m)		V _g (Kn/m)		V _d (Kn/m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A B	3.5	6.18	4.46	9.47	6.83	0	0	-4.735	-3.41	7.57	5.53	10.82	7.8	-11.9	-8.6
B C	3.1	6.18	4.46	7.43	5.35	-4.735	-3.41	-3.71	-2.67	3.92	2.83	10.55	7.60	-10.5	-7.6
C D	2.9	6.18	4.46	6.505	4.68	-3.71	-2.67	0	0	5.03	2.948	9.87	7.11	-8.97	-6.4

Type 3 :

Tableau III.2.9 : Sollicitations des poutrelles de type (3) à L'ELU et L'ELS.

T R	L (m)	P (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)		V _d (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A B	4.35	6.18	4.46	14.63	10.54	0	0	-9.18	-6.6	10.91	7.86	13.76	9.70	-15.4	-11.1
B C	4.45	6.18	4.46	15.03	11.03	-9.18	-6.6	0	0	11.62	8.38	15.93	11.41	-13.7	-9.92

d-Plancher Terrasse inaccessible :

Type 2 :

Tableau III.2.10 : Sollicitations des poutrelles de type (2) à L'ELU et L'ELS.

T R	L m	P (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)		V _d (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A B	3.5	7.07	5.17	10.83	7.92	0	0	-5.41	-3.9	8.66	6.34	12.37	9.05	-13.61	-8.9
B C	3.1	7.07	5.17	8.49	6.21	-5.41	-3.96	-4.25	-3.1	4.39	3.22	12.05	8.81	-12.05	-8.8
C D	2.9	7.07	5.17	7.43	5.43	-4.25	-3.11	0	0	5.67	4.15	11.28	8.24	-10.25	-7.5

Type 3 :

Tableau III.2.11 : Sollicitations des poutrelles de type (3) à L'ELU et L'ELS.

T R	L (m)	P (KN/m)		M ₀ (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)		V _d (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A B	4.35	7.07	5.17	16.7	12.22	0	0	-10.5	-7.7	12.30	8.99	15.37	11.24	-17.7	-12.9
B C	4.45	7.07	5.17	17.5	12.79	-10.5	-7.68	0	0	13.12	9.58	18.09	13.22	-15.7	-11.5

Type 1 :

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc on étudie la méthode de Caquot minorée, basée sur le même principe que Caquot seulement en minore la charge G par un coefficient minorateur (2/3) pour le calcul des moments aux appuis.

$G = 6.95 \text{ KN/m}^2$

$G' = 4.63 \text{ KN/m}^2$

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

$P_u = 7.07 \text{ KN/ml}$

$P_u' = 5.04 \text{ KN/ml}$

$P_s = 5.17 \text{ KN/ml}$

$P_s' = 3.66 \text{ KN/ml}$

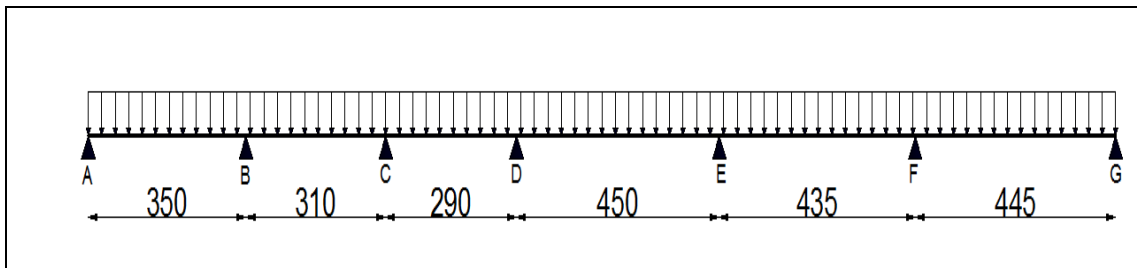


Fig III.6 : Schéma statique de la poutrelle type 1.

Les résultats des sollicitations sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau III.2.12 : Sollicitations des poutrelles de type (1) à L'ELU et L'ELS.

T R	L (m)	P (KN/m)		P(minoré) (KN.m)		M _g (KN.m)		M _d (KN.m)		M _t (KN.m)		V _g (KN)		V _d (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A B	3.5	7.07	5.17	5.04	3.66	0	0	-5.76	-4.2	8.14	5.96	10.73	7.85	-14.0	-10.24
B C	3.1	7.07	5.17	5.04	3.66	-5.76	-4.19	-3.4	-2.5	3.94	2.90	11.71	8.56	-10.2	-7.46
C D	2.9	7.07	5.17	5.04	3.66	-3.43	-2.49	-5.91	-4.3	2.80	2.07	9.39	6.87	-11.1	-8.12
D E	4.5	7.07	5.17	5.04	3.66	-5.92	-4.30	-7.4	-5.4	11.23	8.24	15.57	11.39	-16.2	-11.88
E F	4.35	7.07	5.17	5.04	3.66	-7.4	-5.40	-9.7	-7.1	8.15	10.49	14.85	10.86	-15.9	-11.63
F G	4.45	7.07	5.17	5.04	3.66	-9.74	-7.07	0	0	12.97	9.26	17.92	13.09	-13.5	-9.91

-Récapitulatifs des sollicitations les plus défavorables :**Les sollicitations maximales :****Tableau.III.2.13 :** Les sollicitations maximales des poutrelles.

Poutrelles	ELU	ELS
Etage Commerciale	$M_t^{\max}=20.10\text{KN.m}$ $M_a^{\max}=-14.25\text{KN.m}$ $V_u^{\max}=24.56\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 23.76=-3.56\text{KN.m}$	$M_t^{\max}=14.10\text{KN.m}$ $M_a^{\max}=-10.02\text{KN.m}$ $V_s^{\max}=17.27\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 16.73=-2.51\text{KN.m}$
Etage bureaux	$M_t^{\max}=14.01\text{KN.m}$ $M_a^{\max}=-10.63\text{KN.m}$ $V_u^{\max}=18.33\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 17.72=-2.66\text{KN.m}$	$M_t^{\max}=10.02\text{KN.m}$ $M_a^{\max}=-7.61\text{KN.m}$ $V_s^{\max}=13.12\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 12.69=-1.90\text{KN.m}$
Etage habitation	$M_t^{\max}=11.62\text{KN.m}$ $M_a^{\max}=-9.18\text{KN.m}$ $V_u^{\max}=15.93\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 15.32=-2.29\text{KN.m}$	$M_t^{\max}=8.38\text{KN.m}$ $M_a^{\max}=-6.61\text{KN.m}$ $V_s^{\max}=11.41\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 11.09=-1.66\text{KN.m}$
Terrasse inaccessible	$M_t^{\max}=13.12\text{KN.m}$ $M_a^{\max}=-10.50\text{KN.m}$ $V_u^{\max}=18.09\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 17.50=-2.63\text{KN.m}$	$M_t^{\max}=9.58\text{KN.m}$ $M_a^{\max}=-7.68\text{KN.m}$ $V_s^{\max}=13.22\text{KN}$ $M_a^{\text{rive}}=-0.15 \times 12.79=-1.92\text{KN.m}$

III. 2.3. Ferrailage des poutrelles :

III.2.3.1. Calcul à l'ELU : Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales, donc ce qui suit, on détaillera les calculs pour le plancher à étage commerciale, pour les autre plancher, les résultats sont résumés dans le tableau III.3.16.

- **Plancher étage commerciale :**

a-Calcul des armatures longitudinales :

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} ; $d=0.9h$.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 \Rightarrow M_{tu} = 59.07 \text{KN.m}$$

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

- **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{20.10 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.067$$

$$\mu_{bu} < (\mu_l = 0.186) \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}.$$

$$\mu_{bu} < 0.392 \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.086$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.086) = 0.174 \text{m.}$$

$$A_{tr} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{tr} = \frac{20.10 \times 10^6}{348 \times 174} \Rightarrow A_{tr} = 331.95 \text{mm}^2 = 3.3195 \text{cm}^2.$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 650 \times 180 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 1.41 \text{cm}^2) < A_{tr}$$

$$\text{On opte pour : } A_{tr} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{cm}^2$$

- Appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$ en flexion simple

$$M_a^{\text{int}} = 14.25 \times 10^{-3} \text{MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.25 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.309$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = 3.5 \times [(1/\alpha) - 1] \times 10^{-3} = 3.8 \times 10^{-3} > \xi_l = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} = 0.309 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0 \text{ pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.478$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.478) = 0.145 \text{m. } A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a = \frac{14.25 \times 10^6}{348 \times 145} \Rightarrow A_a = 2.80 \text{cm}^2.$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.22 \text{cm}^2) < A_a$$

On opte pour : $A_a = 1\text{HA}16 + 1\text{HA}10 = 2.8 \text{cm}^2$

- Appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3.56 \times 10^6}{100 \times 180^2 \times 14.2} = 0.077 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.186)$$

Donc, on est dans le pivot A et ($\mu_{bu} = 0.077 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392)$) $A' = 0$ pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.10$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.10) = 0.172 \text{m}.$$

$$A_{rive} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{rive} = \frac{3.56 \times 10^6}{348 \times 172} \Rightarrow A_{rive} = 59.47 \text{mm}^2 = 0.59 \text{cm}^2.$$

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 180 \times 2.1}{400} \Rightarrow (A_{\min} = 0.22 \text{cm}^2) < A_{rive}$$

On opte pour : $A_{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{cm}^2$.

b-calcul des armatures transversales :

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35} \Phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right) = 10 \text{mm}$$

On adopte pour un épingle Φ_8 avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{cm}^2$

- Les espacements :

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} K)} \Rightarrow S_t \leq 44.27 \text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 101 \text{cm} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^0$ (Flexion simple, cadres droites.) ;

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$ **CBA.ArtA.5.1.2.3**
- Pas de reprise de bétonnage

On prend $St=15\text{cm}$.

c. Vérification à l'ELU :

➤ Cisaillement :

$$V^{\max}=24.56\text{KN} \quad \text{avec} \quad \tau_u = \frac{V_U}{b_0 \times d} = 1.36\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \dots \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ Vérification des armatures longitudinales A_l à l'effort tranchant V_u :

-Au niveau de l'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(24.56 \times 10^3 - \frac{14.25 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) \times \frac{1.15}{400}$$

$$\Rightarrow A_l \geq -182.28\text{mm}^2 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

-Au niveau de l'appui de rive :

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

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(\frac{24.56 \times 10^3 \times 1.15}{400} \right) = 0.706\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow (A_l = 0.79\text{cm}^2) \geq 0.706\text{cm}^2 \dots \text{C'est vérifié}$$

➤ Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{V_U \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{24.56 \times 10^3 \left((650 - 100) / 2 \right)}{0.9 \times 180 \times 650 \times 40} = 1.60\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.60\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

III.2.3.2. Vérification à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

a-Etat limite d’ouverture des fissures : BAEL 91(Article B-6-3) :

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

b-état limite de compression du béton :

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

-En travée :

$$M_t^{max}=14.10KN.m \quad A_s=3.39cm^2$$

-position de l’axe neutre :

$$by^2-30 A_s(d-y)=0 \Rightarrow 65y^2+101.7y-1830.6=0 \Rightarrow y=4.58cm^2$$

-calcul de moment d’inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 11239.46cm^4 \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.74MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} < (\overline{\sigma}_{bc} = 0.6xf_{c28}=15MPa)$ C’est vérifié **(BAEL E.III.2)**

-En appuis intermédiaire : $M_{ser}^{max}=10.02KN.m$ $A_s=3.39cm^2$

$$y=4.39cm ; \quad I = 10364.53cm^4 \quad ; \quad \sigma_{bc} = 4.24MPa$$

Donc : $\sigma_{bc} < (\overline{\sigma}_{bc} = 0.6xf_{c28}=15MPa)$ C’est vérifié

Les résultats de l’état limite de compression du béton des différents planchers sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau III.2.14 : Vérification des états limites de compression du béton.

Plancher	En travée				En appui				Observ
	M _t (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	M _a (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	
Etage commercial	14.10	4.58	11239.4	5.74	10.02	4.39	10364.53	4.24	Vérifier
Etage bureau	10.02	3.91	8323.05	7.71	7.61	3.84	8023.97	3.64	Vérifier
Etage habitation	8.38	3.91	8323.05	3.93	6.61	3.26	5867.31	3.67	Vérifier
Terrasse inaccessible	9.58	4.58	11239.46	3.90	7.68	3.84	8023.97	3.67	Vérifier

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 :

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

$$\text{On a : } \left(\frac{h}{l} = \frac{20}{445} = 0.0449\right) < \left(\frac{1}{16} = 0.06\right)$$

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

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm} = l/500 = 445/500 = 0.89 \text{ cm (poutre } < 5 \text{ m)}$$

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

f_{ji} : 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 :

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

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

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

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

-Propriété de la section :

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = b x h^3 / 12 + 15 A (h/2 - d')^2 \quad I_0 = 46587.73 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \quad Y = 4.58 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3.39}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.019$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 2.24 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.9 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

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

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

-Calcul des contraintes :

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

-Inerties fictifs(I_f) :

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

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

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}; \quad I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}; \quad I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}; \quad I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

-calcul des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}}; \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}}; \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}}; \quad f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 2.8 = 1.82 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.39 = 3.5 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.39 + 5) \Rightarrow q_{pser} = 6.75 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{1.82 \times 4.45^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 3.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.5 \times 4.45^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 6.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{6.75 \times 4.45^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 12.53 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 60.53 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 116.23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 224.41 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 0.45$$

$$\mu_g = 0.66$$

$$\mu_p = 0.80$$

$$I_{fj} = 25521.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = 20677.25 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 18354.76 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = 32149.62 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.00081 \text{ m}$$

$$f_{gi} = 0.0019 \text{ m}$$

$$f_{pi} = 0.0042 \text{ m}$$

$$f_{vg} = 0.0037 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0037 - 0.00081 + 0.0042 - 0.0019 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0052 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.52 \text{ cm} < f_{adm} = 0.89 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

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

Les résultats obtenue pour la vérification de la flèche de chaque étage est donnée dans le tableau **III.2.15** ci-dessous :

Tableau III.2.15 : Vérification des états limites de déformation.

Planchers	Etage Commerciale	Etage bureau	Etage habitation	Terrasse inaccessible
q_{jser} (KN/m)	1.82	1.82	1.82	1.85
q_{gser} (KN/m)	3.5	3.5	3.5	4.52
q_{pser} (KN/m)	6.75	5.128	4.47	5.17
M_{jser} (KN.m)	3.38	3.38	3.38	3.43
M_{gser} (KN.m)	6.49	6.49	6.49	8.39
M_{pser} (KN.m)	12.53	9.52	8.31	9.59
I_0 (Cm ⁴)	46587.73	45598.93	45598.93	46587.73
ρ	0.019	0.013	0.013	0.019
λ_v	0.9	1.31	1.31	0.9
λ_i	2.24	3.28	3.28	2.24
σ_{sj} (Mpa)	60.53	85.82	85.82	61.43
σ_{sg} (Mpa)	116.23	164.80	164.80	150.26
σ_{sp} (Mpa)	224.41	241.74	211.01	171.75

μ_j	0.45	0.44	0.44	0.45
μ_g	0.66	0.65	0.65	0.72
μ_p	0.80	0.75	0.71	0.75
$I_{f_{ij}}$ (Cm ⁴)	25521.16	20529.97	20529.97	25521.16
$I_{f_{ig}}$ (Cm ⁴)	20677.25	16014.94	16014.94	19613.63
$I_{f_{ip}}$ (Cm ⁴)	18354.76	14496.76	15068.13	19121.82
$I_{f_{vg}}$ (Cm ⁴)	32149.62	27090.91	27090.91	31096.17
f_{ji} (mm)	0.81	1	1	0.8
f_{gi} (mm)	1.9	2.4	2.4	2.6
f_{pi} (mm)	4.2	4	3.3	3
f_{gv} (mm)	3.7	4.4	4.4	4.9
Δf (mm)	5.2	5	4.3	4.5
f_{adm} (mm)	8.9	8.9	8.9	8.9

III.2.3.3. Le résumé des ferrillages de toutes les poutrelles :

Après, vérification de la flèche, le ferrillage final opté pour l'ensemble des poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

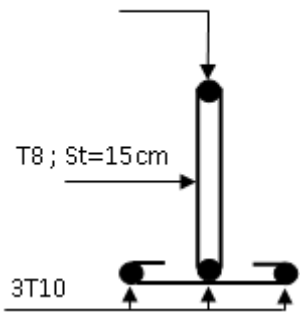
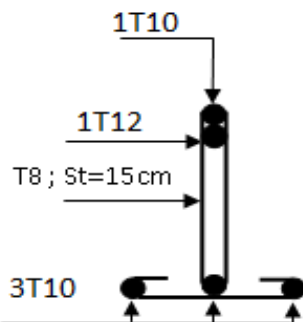
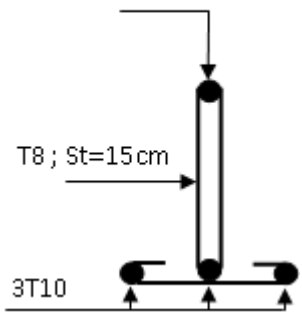
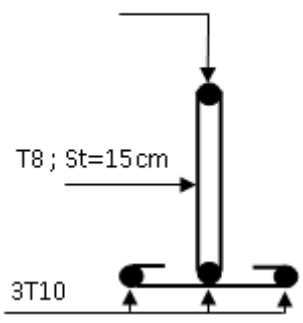
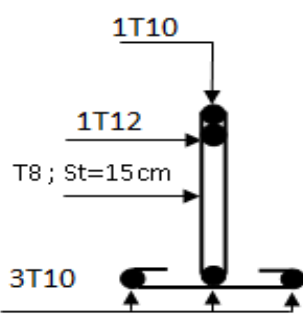
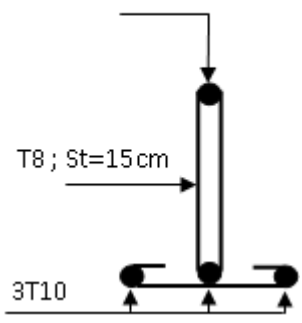
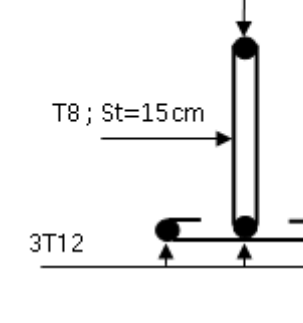
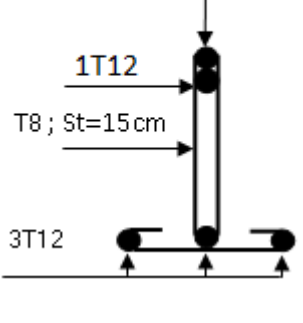
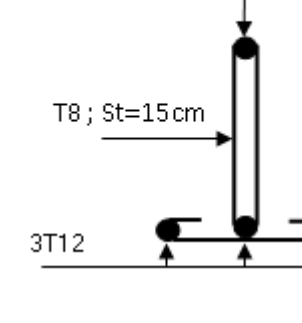
Tableau III.2. 16 : Calcul des sections d'armatures des poutrelles.

		M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
Etage commerciale	Travée	20.01	0.067	0.086	17.4	3.319	1.41	3HA12=3.39
	Appuis interm	14.25	0.309	0.478	14.5	2.8	0.22	1HA16+1T10=2.8
	Appuis de rive	3.56	0.077	0.14	17.8	0.59	0.22	1HA10=0.79
Etage bureau	Travée	14.01	0.046	0.060	17.5	2.29	1.41	3HA10=2.36
	Appuis interm	10.63	0.231	0.163	16.8	1.81	0.22	1HA12+1HA10=1.92
	Appuis de rive	2.66	0.057	0.073	17.47s	0.43	0.22	1HA10=0.79
Etage habitation	Travée	11.62	0.038	0.048	17.65	1.89	1.41	3HA10=2.36
	Appuis interm	9.18	0.199	0.131	17.05	1.54	0.22	1HA12+1HA10=1.92
	Appuis de rive	2.29	0.049	0.062	17.55	0.37	0.22	1HA10=0.79
Terrasse inaccessible	Travée	13.12	0.044	0.056	17.59	2.14	1.41	3HA12=3.39
	Appuis interm	10.50	0.228	0.328	15.64	1.92	0.22	1HA12+1HA10=1.92
	Appuis de rive	2.63	0.057	0.073	17.47	0.43	0.22	1HA10=0.79

III.2.3.4. Schéma de ferrillage des poutrelles : les schéma sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.2.17: Le schéma de ferrillage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage commercial			

<p>Etage bureau</p>	<p>1T10</p>  <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T10</p>	<p>1T10</p>  <p>1T12</p> <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T10</p>	<p>1T10</p>  <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T10</p>
<p>Etage habitation</p>	<p>1T10</p>  <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T10</p>	<p>1T10</p>  <p>1T12</p> <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T10</p>	<p>1T10</p>  <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T10</p>
<p>Terrasse inaccessible</p>	<p>1T10</p>  <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T12</p>	<p>1T10</p>  <p>1T12</p> <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T12</p>	<p>1T10</p>  <p>T8 ; St=15cm</p> <p>3T12</p>

III.2.3.5. Etude de la dalle de compression :

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

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

On choisit: $5\Phi 8 = 2.51\text{cm}^2$; $(St = 20\text{cm}) \leq 20\text{cm}$c'est vérifier

- **Armatures parallèles aux poutrelles :** $A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.25\text{cm}^2 / \text{ml}$; On choisit : $4\phi 8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{m}$; $(St = 25) \leq 33\text{cm}$ C'est vérifier

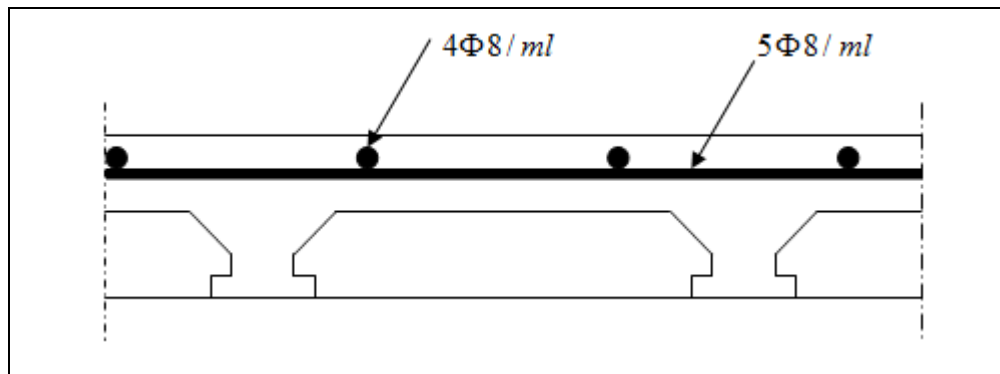


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. 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 encastrée 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.

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$. Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens.

Si : $\rho > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

III.3.1. Dalle pleine sur trois appuis :**III.3.1.1. Méthode de calcul :**

Le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

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

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

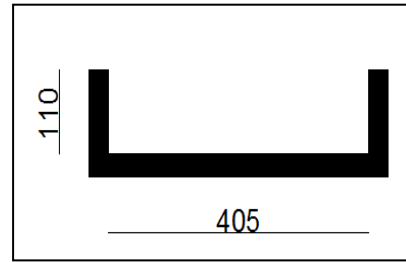


Figure III.8 : dalle sur trois appuis.

III.3.1.2. Calcul de l'élancement de la dalle ρ :

$$\rho = \frac{1,10}{4,05} = 0,271 \Rightarrow \rho \leq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle se comporte comme une poutre}$$

\Rightarrow la flexion est dans un seul sens (sens de l_x). La flexion selon l_y est négligeable.

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4,05}{2} = 2,025 \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2} \quad \text{Donc : } \begin{cases} M_o^y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_o^x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

III.3.1.3. combinaisons de charges :

$$\text{On a : } G = 4,59 \text{KN/m}^2; \quad Q = 1,5 \text{KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times (4,59) + 1,5 \times (1,5) \quad \Rightarrow P_u = 8,44 \text{KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4,59 + 1,5 \quad \Rightarrow P_s = 6,09 \text{KN/m}^2$$

III.3.1.4. calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_o^y = \frac{8,44 \times 1,1^3}{6} \\ M_o^x = \frac{8,44 \times 1,1^2 \times 4,05}{2} - \frac{2 \times 8,44 \times 1,1^3}{3} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_o^y = 1,87 \text{KN} / m \\ M_o^x = 13,19 \text{KN} / m \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_o^x = 0,85 \times 13,19 = 11,21 \text{KN} \cdot m \\ M_y^t = 0,75 M_o^y = 0,75 \times 1,87 = 1,402 \text{KN} \cdot m \end{cases}$$

En appuis :

$$M_y^a = M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 13.19 = 6.595 \text{ KN.m}$$

III.3.1.5. Ferrailage a l'E.L.U :

On fera le calcul de la dalle à la flexion simple pour une bande de 1m de largeur et de 12cm d'épaisseur.

Détermination de la hauteur utile d :

Le diamètre maximal des armatures à utiliser dans le ferrailage est :

$$\varphi_x^{\max} \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \varphi_x^{\max} \leq \frac{120}{10} = 12 \text{ mm, soit } \varphi_x = 12 \text{ mm}$$

On prend l'enrobage $c'=2\text{cm}$

$$dx = e - \left(\frac{\varphi_x}{2} + c'\right) \Rightarrow dx = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 9.4 \text{ cm}$$

$$dy = e - \left(\frac{3}{2}\varphi_x + c'\right) \Rightarrow dy = 12 - \left(\frac{3}{2} \times 1.2 + 2\right) = 8.2 \text{ cm}$$

En travée :**Sens x-x**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{11.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.094^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.089 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.117; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.089 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{11.21 \times 10^{-3}}{348 \times 0.089} \Rightarrow A = 3.59 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10=3.93cm²

Sens-y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.402 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.015 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.018 ; Z = 0.081 \text{ m} ; A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.402 \times 10^{-3}}{348 \times 0.081} \Rightarrow A = 0.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA8=1.51cm²

En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{6.595 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.069 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.089 ; z = 0.079m$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{6.595 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} \Rightarrow A = 2.39cm^2$$

On opte pour 5HA8=2.51cm²

III.3.1.6. vérification à l'E.L.U :

a- Condition de non fragilité :

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

$f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$.

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.31cm^2 \leq A_x = 3.93cm^2 \\ A_y^{\min} = 0.96cm^2 \leq A_y = 2.51cm^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

- Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III.3.1. Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
travée	x-x	11.21	0.089	0.117	0.089	3.59	1.31	5T10=3.93
	y-y	1.402	0.015	0.018	0.081	0.49	0.96	3T8=1.51
Appui		6.595	0.069	0.089	0.079	2.39	0.96	5T8 =3.93

b-Calcul de l'espacement des armatures :

- // à L_x : $S_t \leq \min(3e;33cm) \Rightarrow St_x = 20cm < 33cm \dots\dots c'est\ vérifier$
- // à L_y : $S_t \leq \min(4e;45cm) \Rightarrow St_y = 33cm < 45cm \dots\dots c'est\ vérifier$

c-L'effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{8.44 \times 4.05}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.27}{2}} = 15.05KN$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{15.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082} \Rightarrow (\tau_{\max} = 0.18MPa) < (\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa)$$

III.3.1.7. Vérification a l'ELS :**a- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :**

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

b- Vérification des contraintes de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

c- Vérification des contraintes de compression dans l'acier :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times fe; (110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201.63MPa.$$

$$\begin{cases} M_0^x = 6.09 \times \frac{1.1^2}{2} \times 4.05 - \frac{2 \times 6.09 \times 1.1^3}{3} = 9.52KN.m \Rightarrow M_t^x = 0.85 \times 9.52 = 8.09KN.m \\ M_0^y = 6.09 \times \frac{1.1^3}{6} = 1.35KN.m \Rightarrow M_t^y = 0.75 \times 1.35 = 1.01KN.m \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau.III.3.2. vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	observation
travée	x-x	8.09	3.39	2.70	3302.36	6.61	88.19	vérifier
	y-y	1.01	1.51	1.70	1120.72	1.53	87.86	vérifier
Appui		4.76	3.93	2.50	2436.12	4.88	167.06	vérifier

-Etat limite de déformation :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

Sens x-x :

$$e \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) l \Rightarrow 0.12 \geq \max \left(0.037; \frac{11.21}{20 \times 13.19} \right) \times 1.10 = 0.048 \dots \text{vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{fe}; (b = 1m) \Rightarrow 3.93cm^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.094}{400} = 4.7cm^2 \dots \dots \text{vérifier}$$

Sens y-y :

$$e \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) l \Rightarrow 0.12 \leq \max \left(0.037; \frac{1.4}{20 \times 1.87} \right) \times 4.05 = 0.15 \dots \dots \text{pas vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}; (b = 1m) \Rightarrow 1.51cm^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.082}{400} = 4.1cm^2 \dots \text{vérifier}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

$$L < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{405}{500} = 0.81cm.$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = 0.013cm ; \quad f_{gi} = 0.020cm; \quad f_{gv} = 0.062cm; \quad f_{pi} = 0.027cm..$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.056cm < f_{adm} = 0.81cm ; \text{Donc la flèche est vérifiée.}$$

III.3.1.8. Schéma de ferrailage

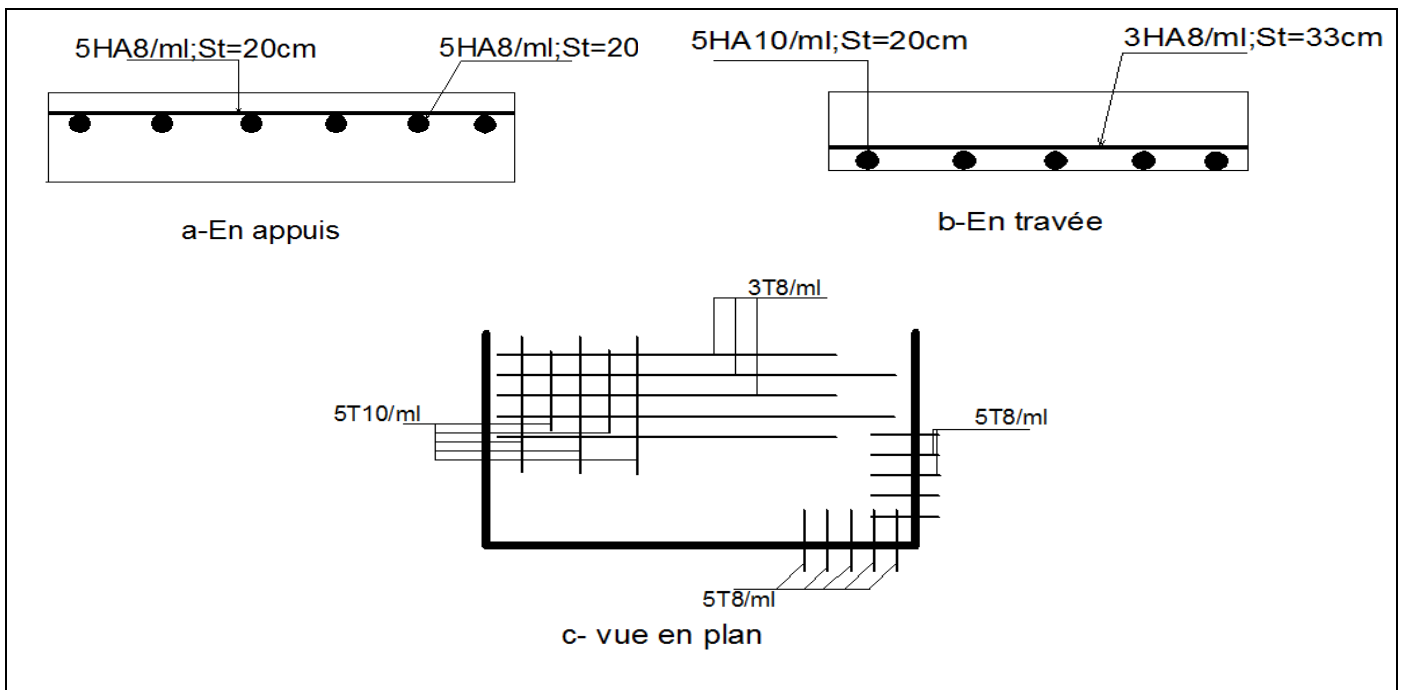


Figure III.9:Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

III.3.2.dalle sur 04 appuis :

$$l_x = 3.95m ; \quad l_y = 4.20m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.94 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

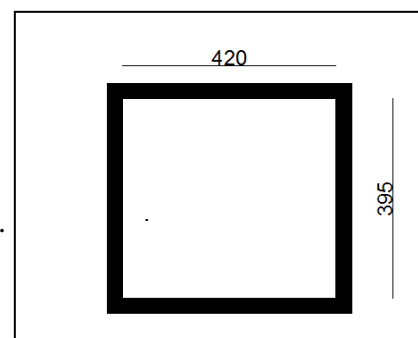


Figure III.10 : dalle sur 04 appuis.

III.3.2.1. Calcul des sollicitations :**-A l'ELU:**On a : $G=4.59\text{KN/m}^2$; $Q=1.5\text{KN/m}^2$.

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 8.44\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases} \dots\dots\dots\text{BAEL (annexe1).}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0419 \times 8.44 \times 3.95^2 = 5.22\text{KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8661 \times 5.22 = 4.78\text{KN.m} \end{cases}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.12) \text{ m}^2$.**En travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 5.22 = 4.69\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times M_0^y = 0.75 \times 4.78 = 3.58\text{KN.m} \end{cases}$$

En appui :

$$M_y^a = M_x^a = 0.5 \times M_0^x = 0.5 \times 5.22 = 2.61\text{KN.m}$$

III.3.2.2. Ferrailage :**Tableau.III.3.3:** Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis.

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
travée	x-x	4.69	0.037	0.047	0.092	1.46	0.98	5T8=2.51
	y-y	3.58	0.037	0.048	0.080	1.28	0.96	5T8=2.51
Appui		2.61	0.027	0.034	0.080	0.92	0.96	4T8=2.01

III.3.2.3. Espacement des armatures :Sens x-x: $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow S_{tx} = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \dots\dots\text{vérifier}$ Sens y-y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \Rightarrow S_{ty} = 20\text{cm} \leq 45\text{cm} \dots\dots\text{vérifier}$

III.3.2.4. Vérifications à ELU :

-l'effort tranchant : On doit vérifier que :

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{12.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082} \Rightarrow (\tau_{\max} = 0.15 \text{MPa}) < (\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}) \dots \text{vérifié}$$

III.3.2.5. Vérifications à ELS :

Le tableau III.5.4 résume les résultats de contrainte dans le béton et l'acier pour la travée et l'appui.

Tableau.III.3.4. vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
travée	x-x	3.965	2.51	2.25	2304.44	3.87	184.53	Vérifier
	y-y	3.18	2.51	2.13	1709.33	3.96	169.38	Vérifier
Appui		2.33	2.01	2.2	1424.47	3.59	147.21	Vérifier

-Etat limite de déformation :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

Sens x-x :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) l \Rightarrow 0.12 \leq \max\left(0.037; \frac{4.69}{20 \times 5.22}\right) \times 3.95 = 0.177 \dots \text{pas vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}; (b = 1\text{m}) \Rightarrow 2.01 \text{cm}^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.094}{400} = 4.7 \text{cm}^2 \dots \text{vérifier}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on calcule la flèche

$$L < 5\text{m} \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{395}{500} = 0.79 \text{cm}.$$

$$f_{ji} = 0.12 \text{cm}, \quad f_{gi} = 0.22 \text{cm}, \quad f_{gv} = 0.65 \text{cm}, \quad f_{pi} = 0.45 \text{cm}.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.76 \text{cm} < f_{adm} = 0.79 \text{cm} \quad \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

Sens y-y :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) l \Rightarrow 0.12 \leq \max\left(0.037; \frac{3.58}{20 \times 4.78}\right) \times 4.20 = 0.157 \dots \text{pas vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}; (b = 1m) \Rightarrow 2.51 \text{cm}^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.082}{400} = 4.1 \text{cm}^2 \dots \text{vérifier}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire

$$L < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{cm}.$$

$$f_{ji} = 0.13 \text{cm}, \quad f_{gi} = 0.131 \text{cm}, \quad f_{gv} = 0.68 \text{cm}, \quad f_{pi} = 0.328 \text{cm}.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.74 \text{cm} < f_{adm} = 0.84 \text{cm} \quad \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

III.3.2.6. Schéma de ferrailage :

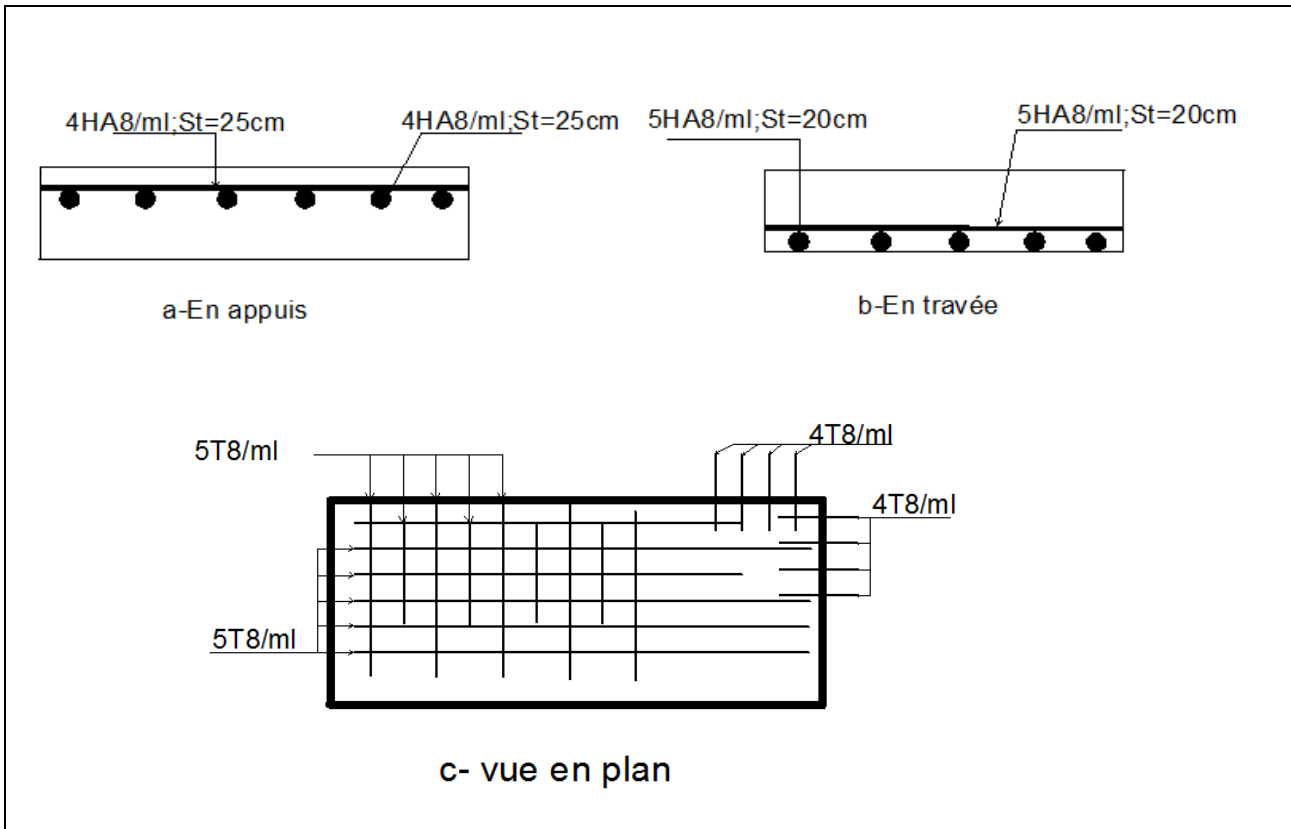


Figure III.11: Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

III.3.3.dalle sur deux appuis(balcon) :

$L_x = 1.4 \text{ m} ; L_y = 3.15 \text{ m}$

$\rho = \frac{1,4}{3.15} = 0,44 \Rightarrow \rho \geq 0.4$ La dalle travaille dans les deux sens

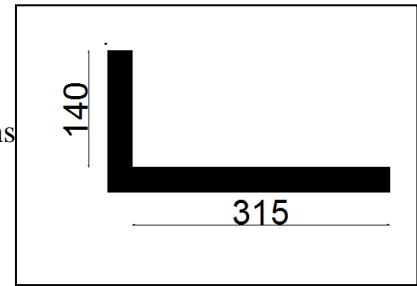


Figure III.12:Dalle sur 02 appuis.

III.3.3.1. Calcul des sollicitations :

-A l'ELU:

On a: $G=4.59 \text{ KN/m}^2 ; Q=3.5 \text{ KN/m}^2$.

$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.44 \text{ KN/m}^2$

$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1049 \dots\dots\dots \text{BAEL (annexe1).} \\ \mu_y = 0.2500 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.1049 \times 11.44 \times 1.4^2 = 2.35 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 2.35 = 0.58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.12) \text{ m}^2$.

En travée :

$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 2.35 = 1.99 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 0.58 = 0.49 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

En appui :

$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = 0.3 \times M_0^x = 0.3 \times 2.35 = 0.705 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_0^y = 0.3 \times 0.58 = 0.174 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

III.3.3.2. Ferrailage :

Tableau.III.3.5: Le ferrailage de la dalle pleine sur 2 appuis.

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
travée	x-x	1.99	0.016	0.020	0.093	0.61	1.28	4T8=2.01
	y-y	0.49	0.010	0.012	0.081	0.33	0.88	4T8=2.01
Appui		0.70	0.006	0.007	0.092	0.22	1.28	4T8=2.01

III.3.3.3. Espacement des armatures :

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e, 33cm) \Rightarrow S_{tx} = 25cm \leq 33cm \dots \dots \dots \text{vérifier}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e, 45cm) \Rightarrow S_{ty} = 25cm \leq 45cm \dots \dots \dots \text{vérifier}$

III.3.3.4. Vérifications à ELU :

-l'effort tranchant : On doit vérifier que :

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.44 \times 3.95}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.44}{2}} = 18.52 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{18.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.082} \Rightarrow (\tau_{\max} = 0.22 \text{ MPa}) < (\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}) \dots \text{vérifié}$$

III.3.3.5. Vérifications à ELS :

On a: $G=4.59 \text{ KN/m}^2$; $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$; $P_s = G + Q = 8.09 \text{ KN/m}^2$

Tableau III.3.6. vérification de la contrainte dans le béton et l'acier.

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	observation
travée	x-x	1.45	2.01	2.3	1882.99	1.77	82.05	vérifier
	y-y	0.46	2.01	2.2	1424.27	0.83	34.12	vérifier
Appui		0.51	2.01	2.3	1882.99	0.62	28.84	vérifier

-Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

Sens x-x :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) l \Rightarrow 0.12 \geq \max\left(0.0375; \frac{1.99}{20 \times 2.35}\right) \times 1.40 = 0.059 \dots \text{vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}; (b = 1m) \Rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.094}{400} = 4.7 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{vérifier}$$

Les deux conditions sont vérifiées \Rightarrow l'évaluation de la flèche est inutile

Sens y-y :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right) l \Rightarrow 0.12 \leq \max\left(0.037; \frac{0.49}{20 \times 0.58}\right) \times 3.15 = 0.13 \dots \dots \text{pas vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e}; (b = 1m) \Rightarrow 2.51cm^2 \leq \frac{2 \times 1 \times 0.082}{400} = 4.1cm^2 \dots \text{vérifier}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on calcule la flèche

$$L < 5m \Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{315}{500} = 0.63cm$$

$$f_{ji} = 0.057cm, \quad f_{gi} = 0.087cm, \quad f_{gv} = 0.262cm, \quad f_{pi} = 0.152cm.$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 0.27cm < f_{adm} = 1.07cm ; \text{Donc la flèche est vérifiée}$$

III.3.3.6. Schéma de ferrailage :

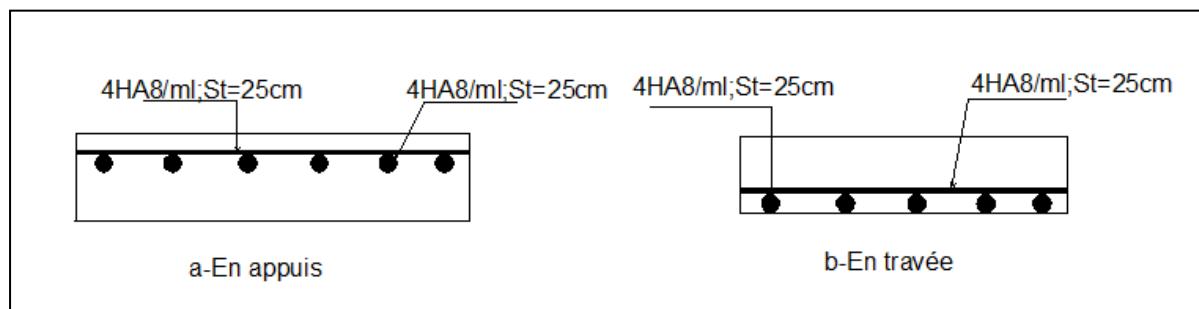


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

III.4. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est considéré comme une console encastree 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.

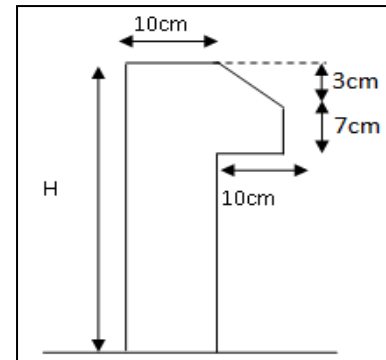


Figure III.14 : coupe de l'acrotère.

III.4.1. Hypothèse de calcul :

L'acrotère est sollicité en flexion composée.
La fissuration est considérée comme préjudiciable.
Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.4.2. Evaluation des charges :

$$S = (10 \times 50) + \frac{3 \times 10}{2} + (7 \times 10)$$

$$S = 0.0585 m^2$$

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0585 \times 1 = 1.46 \text{ KN}$

Poids d'enduit de ciment intérieur (0.02m) : $G_2 = 20 \times 0.02 \times 1 \times 0.5 = 0.2 \text{ KN}$

Poids d'enduit de ciment extérieur (0.015m) : $G_3 = 20 \times 0.015 \times 1 \times 0.5 = 0.15 \text{ KN}$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 1.81 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

La force sismique : $F_p = 4 A C_p W_p$ **(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.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.81 \Rightarrow F_p = 0.87 \text{ KN}$.

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

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(5 \times 500) + (15 \times 70) + (13.33 \times 15)}{500 + 70 + 15} = 6.41 \text{ cm};$$

$$Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(25 \times 500) + (43.5 \times 70) + (48 \times 15)}{500 + 70 + 15} = 28 \text{ cm}$$

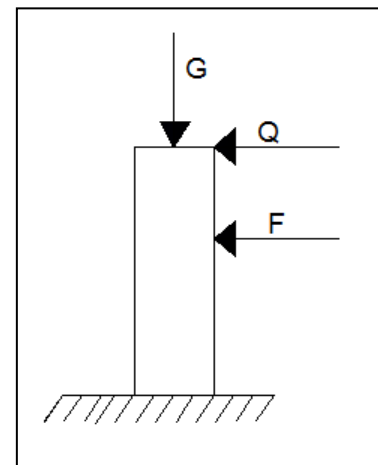


Figure III.15 : schéma statique de l'acrotère

III.4.3. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 1.81 \text{ KN} \quad ; \quad M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$N_Q = 0 \text{ KN} \quad ; \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$N_{FP} = 0 \text{ KN} \quad ; \quad M_F = F_p \times y_g = 0.87 \times 0.28 = 0.243 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait en flexion composée d'une bande de 1ml.

Tableaux III.4.1. Les Sollicitations de calcul pour l'acrotère.

	ELU A	ELUF	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	1.81	2.44	1.81
M (KN.m)	0.743	0.75	0.5

III.4.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_U = 2.44 \text{ KN} ; M_U = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.44} = 0.30m; \quad \frac{H}{6} = \frac{0.5}{6} = 0.08m$$

$e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow$ 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.

Remarque :

Pour la justification vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme nous allons remplacer e_1 par e qui est l'excentricité réelle de calcul avec:

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_a : l'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_1 : l'excentricité structurale.

e_2 : l'excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{50}{250}\right) = 2cm$$

(RPA Article A.4.3.5)

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha \times \Phi)}{10000 \times h}; \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

($\Phi=2$) : Le rapport de déformation due aux fluages à la déformation instantanée sous la charge.

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 ; $L_f = 2l_0 = 2 \times 0.5 = 1m$.

$$h_0 = 0.1m \quad ; \quad e_2 = \frac{3 \times (1)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,10} = 0.006m$$

D'où $e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.30 + 0.006 = 0.326m$

III.4.5. Ferrailage de la section :

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}; \sigma_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \quad N_u = 2.44 \text{ KN}; \quad M_u = N_u \times e = 2.44 \times 0.326 = 0.79 \text{ KN.m}$$

$$h = 10 \text{ cm} \quad ; \quad d = 8 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.79 + 2.44 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 0.86 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = 0.0095; \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$D'où : \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.012 ; \quad Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.079 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{0.86 \times 10^6}{348 \times 79} \Rightarrow A_t = 31.28 \text{ mm}^2 = 0.312 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc, la section à la flexion composée sera : } A_s = A_t - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.24 \text{ cm}^2$$

III.4.6. vérification à l'ELU :**-Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{\min} \text{ et on adopte pour } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

.Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

-Espacement :

Armatures principales : $S_t \leq (100/4 = 25 \text{ cm}) \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq (50/4 = 12.5 \text{ cm}) \rightarrow$ on adopte $S_t = 12.5 \text{ cm}$.

-Vérification au cisaillement :

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

$$\tau \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 \times G = 1.5 \times 2.44 = 3.66 \text{ KN}.$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.66 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0,045 \text{ KN}$$

$$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

-Vérification de l'adhérence :
$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \Sigma \mu_i)}$$

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm} ; \tau_s = \frac{3.66 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.50 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA.}$$

$$\tau_s < \overline{\tau}_s \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

III.4.7. Vérification à l'ELS :

$$d = 0.08 \text{ m} ; N_{\text{ser}} = 1.81 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 0.5 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HA}$$

-Vérification des contraintes : BAEL :

$$\sigma_{bc} = N_{\text{ser}} \times y / \mu_t ; \sigma_s = 15 \times N_{\text{ser}} \times (d - y) / \mu_t ; \text{ avec } \mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y)$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

-Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.5/1.81) + (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.306 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.08 - 0.306 \Rightarrow c = -0.22 \text{ m.}$$

$$y = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$P = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b} - 90 \times \frac{A'}{b} (c - d') \quad q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.22)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.22)}{1} \Rightarrow P = -0.13 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.22)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.22)^2}{1} \Rightarrow q = 0.019 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne :

$$\text{Soit } \Delta = 4P^3 + 27q^2 \rightarrow \Delta > 0$$

Donc il existe une racine réelle telle que :

$$t = \frac{1}{2} \times (-q + \sqrt{\Delta}) = \frac{1}{2} \times (-0.019 + 0.03) = 0.006$$

$$Z = t^{1/3} = (0.006)^{1/3} = 0.077m$$

$$y_c = Z - \frac{P}{3Z} = 0.64m$$

$$y = y_c + c = 0.64 - 0.22 = 0.41m$$

$$\mu_t = 8.5 \times 10^{-2} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.81 \times 10^{-3}}{8.5 \times 10^{-2}} \times 0.41 \Rightarrow (\sigma_{bc} = 0.008 MPa) < \overline{\sigma_{bc}}$$

III.4.8. Schéma de ferrailage :

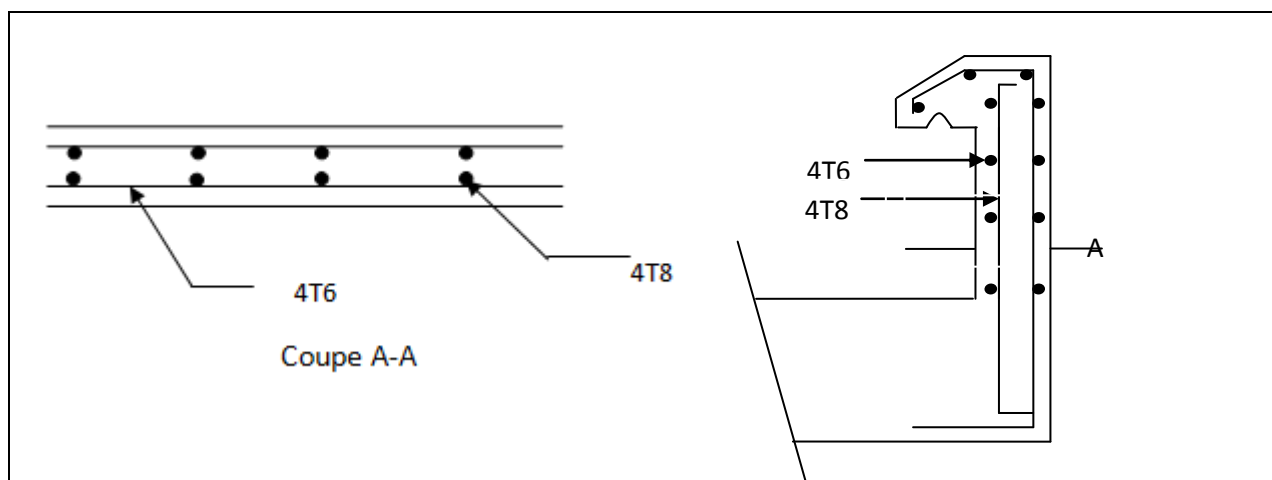


Figure III.16 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5. 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, c'est pour cela qu'on va prendre une épaisseur de la dalle égale à 20 cm.

III.5.1. Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 20 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ poids de la dalle en béton armée.}$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \text{ poids du revêtement en béton armée (e=5cm)}$$

$$G' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{3.325} = 43.61 \text{ KN/m}^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G_1 + G_2 + G' = 49.70 \text{ KN/m}^2.$$

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

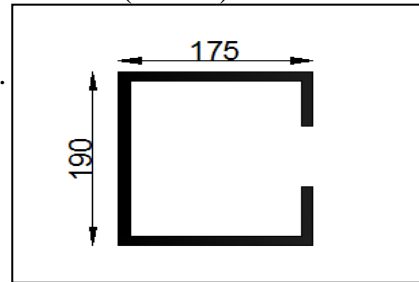


Figure III.17 : cage d'ascenseur.

III.5.2. Cas d'une charge répartie :

Calcul des sollicitations

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 49.70 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 68.595 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.75}{1.9} = 0.92 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \quad \text{BAEL(Annexe1)}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0437 \times 68.595 \times 1.75^2 \Rightarrow M_0^x = 9.18 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.57 \text{ KNm}$$

-Calcul des moments réels :

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 6.88 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.43 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^{\text{int}} = -0.5 \times M_0^x = -4.59 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{riv}} = -0.3 \times M_0^x = -2.27 \text{ KN.m}$$

III.5.2.1. Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$.

Les résultats sont résumés, dans le tableau qui suit :

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$
travée	x-x	6.88	0.0149	0.018	0.178	1.10	5T10=3.92
	y-y	6.43	0.0156	0.019	0.168	1.09	4T10=3.14
appui	int	4.59	0.0099	0.012	0.1791	0.73	5T10=3.92
	riv	2.27	0.0049	0.006	0.1795	0.36	4HA10=3.14

Tableau III. 5.1 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

III.5.2.2. Vérification à l'ELU :

-La condition de non fragilité :

On calcule A_{min} : On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $e = 20cm$; $b = 100 cm$; $\rho = 0.92$

$$\left. \begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.66cm^2 / ml \\ A_{min}^y = 1.6cm^2 / ml \end{cases}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Calcul des espacements :

$$\text{Sens x-x}' : S_t \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_t = 20 \leq 33cm \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y}' : S_t \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_t = 25 \leq 45cm \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Tableau III.5.2 : ferrailage de la dalle d'ascenseur.

	M_t KN.m	M_a KN.m	A_t^{cal} cm ² /ml	A_t^{min} cm ² /ml	A_a^{cal} cm ² /ml	A_a^{min} cm ² /ml	A_t^{adp} cm ² /ml	A_a^{adp} cm ² /ml
Sens x-x'	6.88	4.59	1.1	1.66	0.47	1.66	5T10=3.92	5T10=3.92
Sens y-y'	6.43	2.27	1.09	1.6	0.47	1.6	4T10=3.14	4T10=3.14

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$\rho = 0.92 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

$$\text{Sens x - x : } V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 40.01 \text{KN}$$

$$\text{Sens y - y : } V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 41.11 \text{KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{40.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.22 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{41.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.24 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

III.5.2.3. Vérification à l'ELS :

$$v = 0.2$$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 49.70 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 50.7 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.90 \text{KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.95 \text{KNm} \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_{tser}^x = 0.75 \times M_0^x = 5.92 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_{tser}^y = 0.85 \times M_0^y = 5.90 \text{KNm}$$

-Vérification des contraintes :**Etat limite de compression de béton :**

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

$$\text{Sens x-x : } A_x = 3.92 \text{cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm} , \quad d = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0; \quad A' = 0.$$

$$\text{Calcul de } I : \quad I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \quad ; \quad A' = 0.$$

$$\text{On trouve : } y = 4 \text{cm}, \quad I = 11546.13 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.05 \text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

Sens y-y : $A_y = 3.14\text{cm}^4$; $b = 100\text{cm}$; $d = 17\text{cm}$;

$y = 3.56\text{cm}$; $I = 10011.77\text{cm}^4$.

$\sigma_{bc} = 1.67 \leq 15\text{MPa}$ c'est vérifier.

III.5.3. 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.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

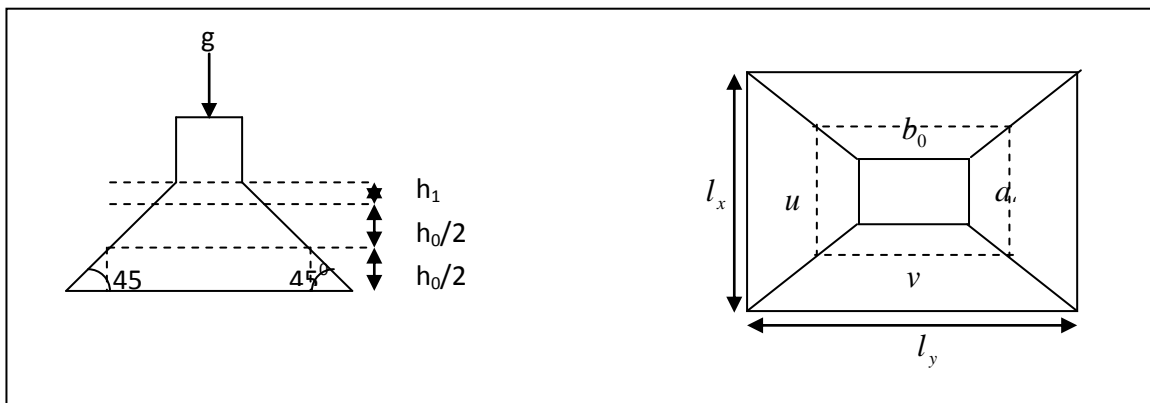


Figure III.18: Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases} \dots\dots\dots \text{BAEL91.}$$

On a une vitesse $V = 1.6\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5\text{cm} \Rightarrow \xi = 1$.

Donc : $\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{cm}. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110\text{cm}. \end{cases}$

III.5.3.1. Calcul à l'ELU :**- Calcul des sollicitations :**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_{y1} = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

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

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605 \text{ KN}$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \quad \frac{u}{l_x} ; \quad \frac{v}{l_y} ; \quad \rho = 0.92 ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{110}{175} = 0,62 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{110}{190} = 0,58$$

En utilisant l'abaque de pigeant on obtient :

$$M_1 = 0.085 \dots \dots \dots \text{[Annexe 02]}$$

$$M_2 = 0,067$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.085 = 8.29 \text{ KNm} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.067 = 6.54 \text{ KNm} \end{cases}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle:

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \quad \text{BAEL (Annexe 1)}$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$G = 25 \times 0,2 + 22 \times 0,05 = 6.1 \text{ KN/ml} ; \quad q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times 6.1 + 1,5 \times 1 = 9,73 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.30 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.07 \text{ KNm}$$

Superposition des moments :

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.59 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.61 \text{ KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{en travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.75 \times 9.59 = 7.19 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times 7.61 = 6.46 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_y^a = M_x^a$$

$$\begin{cases} M_a^{\text{intr}} = 0.5 \times 9.59 = 4.795 \text{ KNm} \\ M_a^{\text{riv}} = 0.3 \times 9.59 = 2.87 \text{ KNm} \end{cases}$$

-Le ferrailage : le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur, $dx=18\text{cm}$ et $dy=17\text{cm}$.

Tableau III.5.3 : ferrailage de la dalle de la salle des machines.

	M_t	M_a	A_t calculé	A_t^{min}	A_a calculé	A_a^{min}	A_t adopté	A_a adopté
	KN.m	KN.m	cm ² /ml	cm ² /ml	cm ² /ml	cm ² /ml	cm ² /ml	cm ² /ml
Sens x-x	7.19	4.795	1.15	1.66	0.76	1.66	5T10=3.92	5T10=3.92
Sens y-y	6.46	2.87	1.10	1.6	0.46	1.6	4T10=3.14	4T10=3.14

-Vérification à l'ELU :

a- Le diamètre des barres :

Il faut vérifier que :

$$\phi_{\text{max}} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{max}} = 10 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b-Vérification au poinçonnement :

$$p_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow \mu_c = 2 \times (110 + 110) \Rightarrow \mu_c = 440 \text{ cm.}$$

$$\text{Or } p_u = 97.605 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660 \text{ KN.} \quad \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

c-Vérification de l'effort tranchant : $b=100\text{cm}$; $d=17\text{cm}$.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

On a $v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 29.57\text{KN} \Rightarrow \tau_u = 0.174\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

d- Espacement des barres :

$$\text{Sens x-x': } S_t = 20\text{cm} \leq \min(2e; 22\text{cm}) = 22\text{cm}.$$

$$\text{Sens y-y': } S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

III.5.3.2-Vérification à l'E.L.S :

Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3\text{KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.085 + 0.2 \times 0.067) = 7.11\text{KNm}. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.067 + 0.2 \times 0.085) = 6.07\text{KNm} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1\text{KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.95\text{KNm} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.78\text{KNm} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.11 + 0.95 = 8.06\text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.07 + 0.78 = 6.85\text{KNm} \end{cases}$$

Les moments en travée et en appuis

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 8.06 = 6.04\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times 6.85 = 5.82\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a^{\text{int}} = 0.5 \times M_x = 3.02\text{KN.m} \\ M_a^{\text{riv}} = 0.3 \times M_x = 1.81\text{KN.m} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes :

a-Etat limite de compression de béton : $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Sens x-x : $y=4\text{cm}$, $I=11546.13\text{cm}^4$; $\sigma_{bc} = 2.09 \leq 15\text{MPa} \dots\dots\dots$ c'est vérifié.

Sens y-y : $y=3.56\text{cm}$ et $I=10011.77\text{cm}^4$; $\sigma_{bc} = 2.06 \leq 15\text{MPa} \dots\dots\dots$ c'est vérifié.

b-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

-Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l=0.1 \geq 1/16=0.06 \quad (1). \\ h/l=0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \quad (2). \\ A/b.d=0.0021 \leq 4.2/f_c=0.01 \quad (3). \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

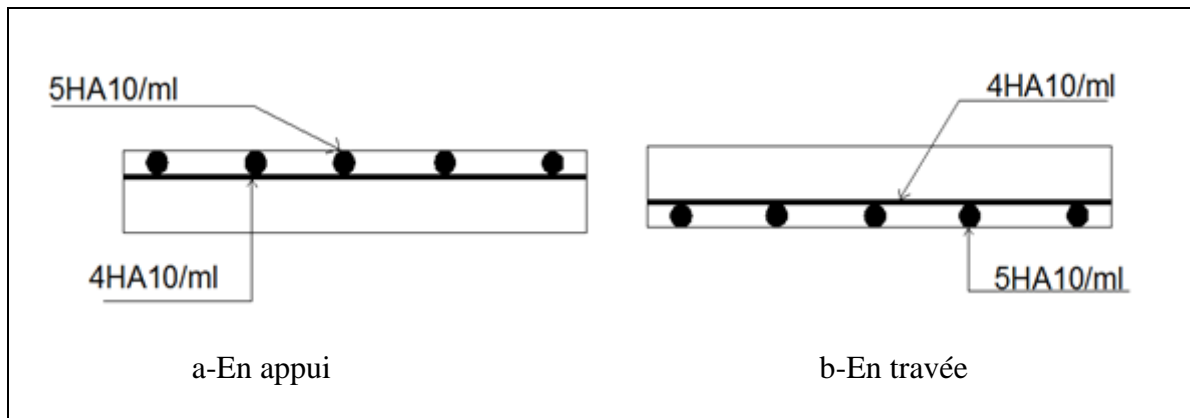
III.5.3.3. Schéma de ferrailage :

Figure III.19 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle d'ascenseur.

III.6.Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant de l'escalier est calculé au chapitre II.

III.6.1. Etude d'escalier type I:**III.6.1.1.Pour la volée :****a-Les chargements :**

G_v : poids propre de la volée.

G_p : poids propre de palier.

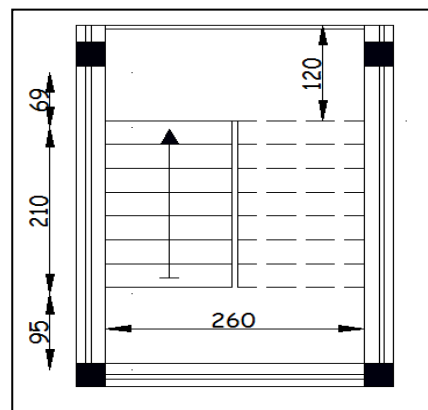


Figure III.20: Vue en plan de l'escalier typeI.

On a: $G_v=8.32 \text{ KN/m}^2$; $G_p=5.41 \text{ KN/m}^2$; $Q =2.5 \text{ KN/m}^2$

b-Combinaison de charges :

ELU : $q_{vu} = 1.35G_v + 1.5Q = 14.98 \text{ KN/m}$

$q_{pu} = 1.35G_p + 1.5Q = 11.05 \text{ KN/m}$

ELS : $q_{ps} = G_p + Q = 7.91 \text{ KN/m}$

$q_{vs} = G_v + Q = 10.82 \text{ KN/m}$

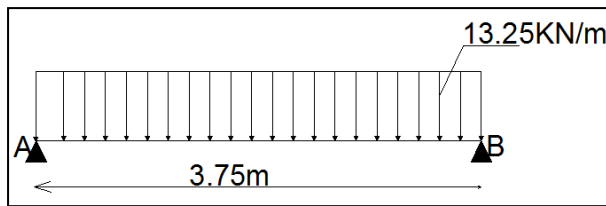


Figure III.22 : Charge équivalente.

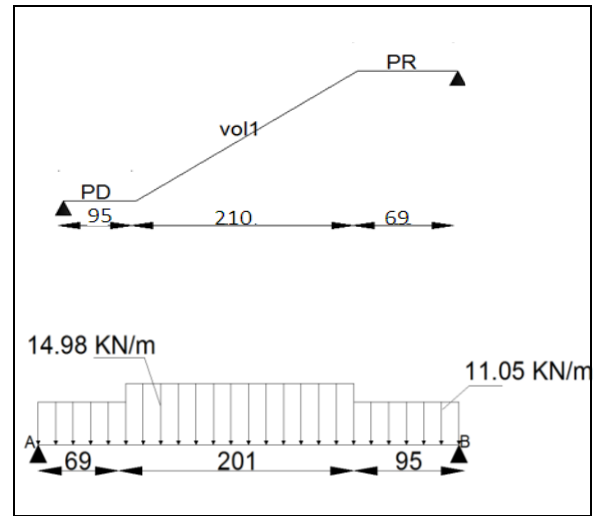


Figure III.21: Schéma statique de la volée(I).

c-Les sollicitations à l'ELU :

Tableau III.6.1 : Sollicitation à l'E.L.U escalier type I

	$M_0(\text{KNm})$	$M_t^{\text{max}}(\text{KNm})$	$M_a^{\text{max}}(\text{KNm})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	23.16	17.37	11.58	24.77
ELS	16.68	12.51	8.34	17.83

d-Ferraillage :

Tableau III.6.2 : ferraillage d'escalier type I.

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{cm})$	$A_{CAL} \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{\text{min}} \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{\text{Adopté}} \text{ cm}^2/\text{ml}$
travée	17.37	0.058	0.076	13.90	3.57	1.73	6HA10=4.71
appuis	11.58	0.039	0.05	14.10	2.35	1.73	4HA10=3.14

e-Calcul de la section des armatures de répartition :

En travée : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisie : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

En appuis : $A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisie : 4HA8 = 2.01 cm²/ml

f-Espacement des barres :

-Armatures principales :

En appuis : $(S_t=25\text{cm}) \leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ c'est vérifié.

En travée : $(S_t=16\text{cm}) \leq \min(3.e ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$ c'est vérifié.

-Armatures secondaires :

$(S_t=25\text{cm}) \leq \min(4.e ; 45\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm}$ c'est vérifié.

g-Vérifications à l'E.L.U :

-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{24.77 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.172\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(24.77 \times 10^3 - \frac{11.58 \times 10^6}{0.9 \times 144}\right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -1.85\text{cm}^2 \quad \dots\text{vérifiés}$$

h-Vérification à l'ELS :

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

-Vérification de la contrainte d'adhérence : $\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83\text{MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d.\Sigma U_i$$

$$\Sigma U_i : \text{Somme des périmètres des barres} = \pi \times n \times \phi$$

$$\Sigma U_i = n \times \Phi \times \pi = 6 \times 1 \times 3.14 = 18.84\text{cm}.$$

$$\tau_{ser} = \frac{17.83 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 18.84 \times 10} = 0.65\text{MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \tau_{ser}^- \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

.- Vérification de l'état limite de compression du béton :

Tableau III.6.3 : Vérification des contraintes à l'ELS, escalier type I.

	M_{ser} (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-5}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	12.51	0.038	9.18	5.17	15	Vérifiée
En appui	8.34	0.0318	6.58	4.03	15	

-Vérification de l'état limite de déformation :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{16}{374} = 0.042\right) < \left(\frac{1}{16} = 0.0625\right) \quad \left(\frac{h}{l} = 0.042\right) < \left(\frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{12.51}{10 \times 16.68}\right) = 0.075$$

$$\left(\frac{A}{b \times d} = \frac{4.71 \times 10^{-4}}{1 \times 0.144}\right) = 0.0032 \leq \left(\frac{2.4}{f_e} = 0.006\right).$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche conformément au **CBA93** et au **BAEL91**.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \quad f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{374}{500} = 0.75 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

$$\rho = 0.021 \quad y = 5.9 \text{ cm}, I = 22.87 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4; \lambda_i = 1.979; \lambda_v = 0.791; I_0 = 36749 \text{ cm}^4$$

Tableau III.6.4 : calcul de la flèche, escalier type I.

q_j (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	$I f_j \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_j (MPa)	μ_j	f_{ji} (mm)
2.87	3.763	2.43	39.65	0.33	0.666
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$I f_g \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_g (MPa)	μ_g	f_{gi} (mm)
4.57	5.99	1.99	63.14	0.51	1.28
q_p (KN/ml)	M_{pser} (KN.m)	$I f_p \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_p (MPa)	μ_p	f_{pi} (mm)
6.20	8.13	1.82	85.66	0.61	1.91
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	$I f_{gv} \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	f_{gv} (mm)
4.57	5.99	2.87	63.14	0.51	2.69

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2.65 \text{ mm} \\ f_{adm} = 7.5 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérifiée.}$$

i-schéma de ferrailage :

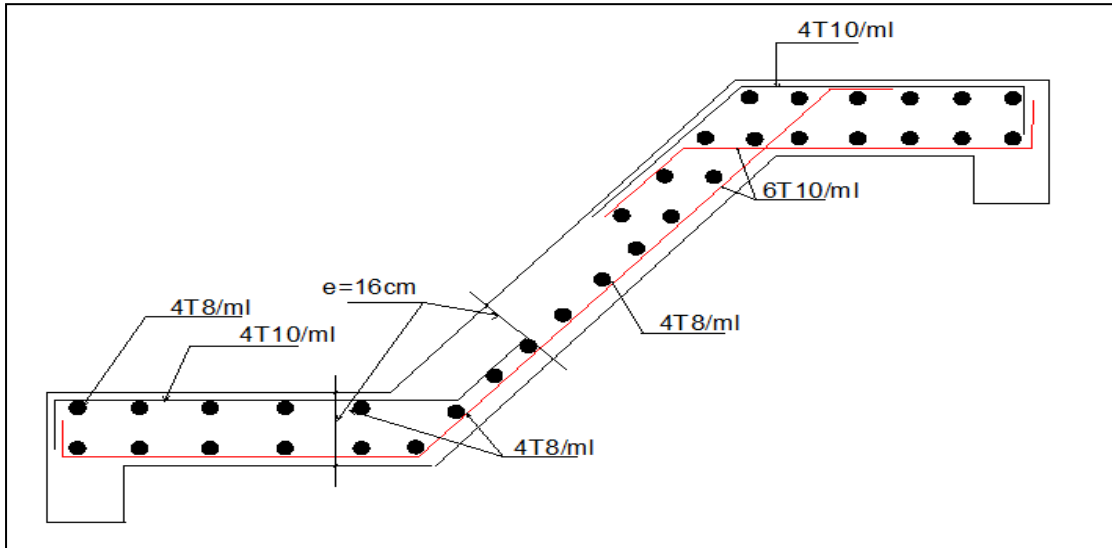


Figure III.23 : Schéma ferrailage de l'escalier type I.

III.6.1.2. console du palier intermédiaire :

-Dalle sur un seul appui (une console) :

$L_x = 0.21 \text{ m} ; L_y = 2.9 \text{ m}$

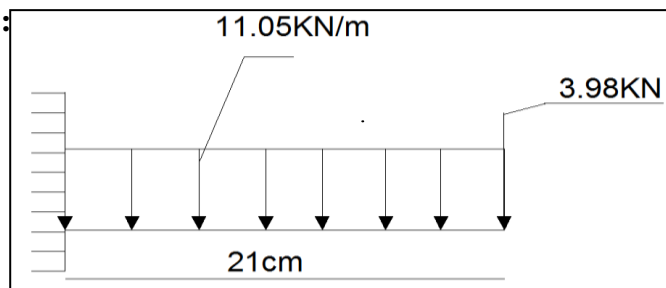


Figure III.24:schéma statique de palier intermédiaire.

a -Evaluation des charges :

$G_p = 5.41 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$P_{u1} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 11.05 \text{ KN / ml}$

$P = 2.86 \times 1.36 = 3.89 \text{ KN/ml}$ (la charge concentrée due au poids propre de mur).

$p_{u2} = 1,35 \times 3.89 = 5.25 \text{ KN/ml.}$

b-Les sollicitations :

$$M_U = \frac{P_{u1} \times l^2}{2} + p_{u2} \times l$$

$$\Rightarrow M_U = \frac{11.05 \times 0.21^2}{2} + (5.25 \times 0.21) \Rightarrow M_U = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (P_u \times l) + p_u \Rightarrow V_u = (11.05 \times 0.21) + 5.25 \Rightarrow V_u = 7.57 \text{ KN}$$

c -Ferrailage :**-Armatures principales :**

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$$b = 100 \text{ cm}, h = 16 \text{ cm}, d = 14.4 \text{ cm}, f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau.III.6.5 : Le ferrailage de palier intermédiaire.

Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
1.35	0.0045	0.0057	0.143	0.27	4HA8=2.01	25

-Armatures secondaires :

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{2.01}{3} = 0.67 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte} \quad A_t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

d-Vérification :**- l'ELU :**

- L'effort tranchant : Il faut vérifier que : $\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.57 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.052 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.144 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1.73 < 2.01 \quad \text{c'est vérifié}$$

- l'ELS :**-La contrainte dans le béton :**

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

$$P_s = G + Q = 7.91 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$M_s = \frac{7.91 \times 0.21^2}{2} + (5.25 \times 0.21) \Rightarrow M_s = 1.27 \text{KN.m}$$

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

$$50y^2 + 30.15y - 434.16 = 0 \Rightarrow y = 2.66 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 4782.43 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.70 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

-La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 46.76 \text{Mpa.}$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

-La flèche :

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{16}{21} = 0.76 \right) > \left(\frac{1}{16} = 0.0625 \right).$$

$$\left(\frac{h}{l} = 0.76 \right) > \left(\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 \right).$$

$$\left(\frac{A}{b \times d} = \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.144} = 0.0013 \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \right).$$

Toutes les conditions sont vérifiées, La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

e- Schéma de ferrailage :

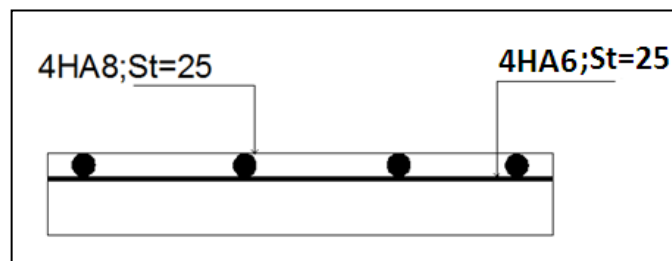
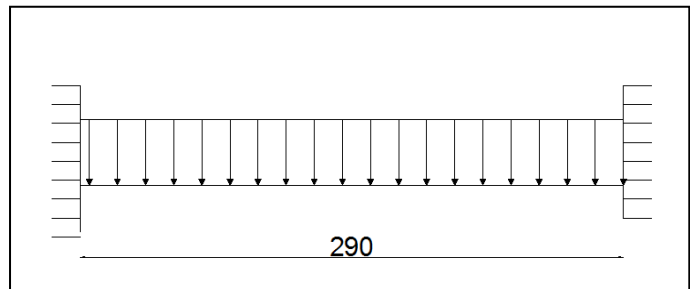


Figure III.25: Schéma de ferrailage pour la console de palier intermédiaire.

III.6.2. Etude de la poutre palière :**III.6.2.1. Dimensionnement :**

Condition de la flèche

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 19.33\text{cm} < h < 29\text{cm}$$

Selon (RPA 99 version 2003 Art: 7.5.1) **Figure III.26** : Schéma statique de la poutre palière.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{On prend : } h=30\text{cm} ; b=30\text{cm}.$$

III.6.2.2. Calcul à la flexion simple :**a- Calcul des sollicitations :** g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{KN} / \text{m}$$

La charge transmise par l'escalier (type D) : c'est la réaction d'appui au point B.

$$\text{ELU : } R_B = 24.77 \text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } R_B = 17.83 \text{KN/ml}$$

Tableau III.6.6 : Les sollicitations de la poutre palière.

ELU	ELS
$R_B = 24.77 \text{KN/ml}$	$R_B = 17.83 \text{KN/ml}$
$P_u = 1.35 g_0 + R_B$	$P_s = g_0 + R_B$
$P_u = 27.80 \text{KN/m}$	$P_s = 20.08 \text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 9.74 \text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 7.03 \text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -19.48 \text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -14.07 \text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 40.31 \text{KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 29.11 \text{KN}$

b-Ferraillage :**Tableau III.6.7 :** ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A^{cal}_{flexion}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
En travée	9.74	0.009	0.011	26.87	1.04	0.98
En appuis	19.48	0.018	0.023	26.74	2.09	0.98

-Calcul de A_{min} :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{fe} = 0.23 \times 0.3 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400} = 0.98 cm^2$$

c-Vérification à l'ELU :**- l'effort tranchant :**

$$V_u = 40.31 KN \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.49 MPa \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 MPa\right) = 3.33 MPa \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (40.31 \times 10^{-3} - \frac{19.48 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.14 cm^2 \dots \text{Vérifier.}$$

- Calcul de l'espacement S_t :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 24.3cm. \quad \text{On opte : } S_t = 15cm$$

III.6.2.3.Calcul d'armature à la torsion :

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

$$M^{torsion} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{11.58 \times 2.9}{2} = 16.79 KN.m$$

a-Calcul de la section armature longitudinal :

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 a mi hauteur

-e : épaisseur de la paroi

- A_1 : section d'acier

$$e = \varnothing / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}^2$$

$$A_1 = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 3.86 \text{ cm}^2$$

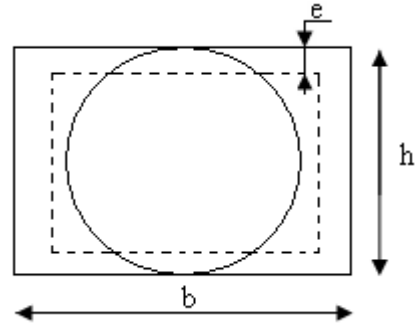


Figure III.27 : Section creuse équivalente.

-En travée :

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.04 + \frac{3.86}{2} \Rightarrow A^t = 2.97 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

-En appui :

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.09 + \frac{3.86}{2} \Rightarrow A^a = 4.02 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^a = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$

b-Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ **BAEL**

On a $V_{max} = 40.31 \text{ kN}$; $\tau_{flexion} = 0.49 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{16.79 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 2.68 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 2.73 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$Condition vérifiée

c-Calcul des armatures transversales :

-Flexion simple : $A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = 0.56 \text{ cm}^2$$

-Torsion : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$

D’ou $A_t = 0.56 + 1.35 = 1.91 \text{ cm}^2$ Soit un cadre et un étrier $4HA \ 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.6.2.4.Vérification à ELS :

a-Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} 0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \\ I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \end{cases}$$

En travée : $M_t = 7.03 \text{ KN.m}$; $y = 9.16 \text{ cm}$; $I = 30184.42 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.03 \times 10^{-3}}{30184.42 \times 10^{-8}} \times 9.16 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

En appuis : $M_a = 14.07 \text{ KN.m}$; $y = 10.55 \text{ cm}$; $I = 39262.68 \text{ cm}^4$.

$$\sigma_{bc} = 3.78 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b-Evaluation de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{290} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \frac{h}{l} = 0.103 > \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0.03.$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.78}{30 \times 27} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105. \quad \text{Les conditions sont vérifiées}$$

c-Schéma de ferrailage :

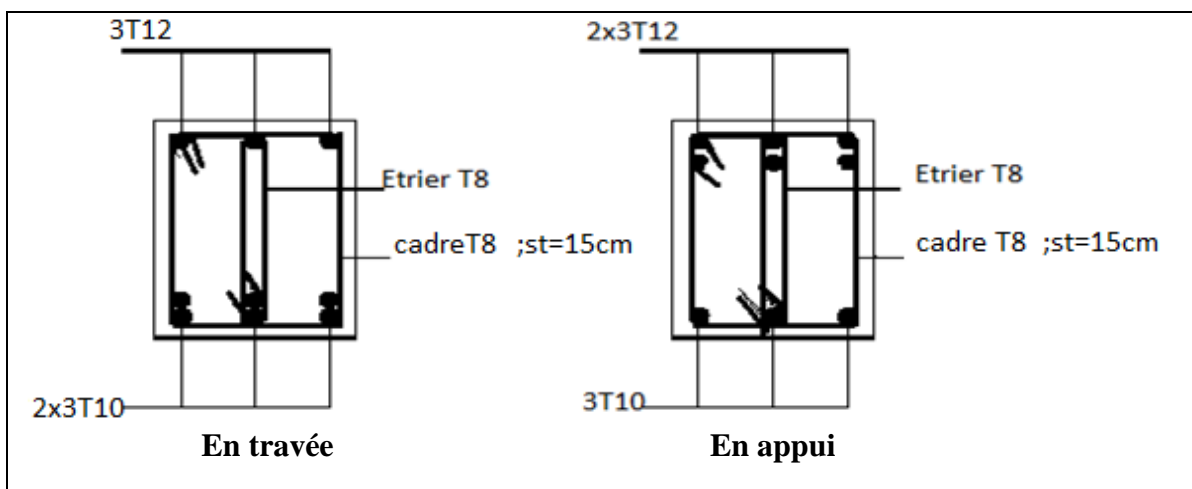


Figure III.28 : Schéma ferrailage de la poutre palière.

III.6.3. calcul d'escalier type II :

III.6.3.1. Pour la volé 3 :

a- Les chargements :

$$G_v = 8.32 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.41 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

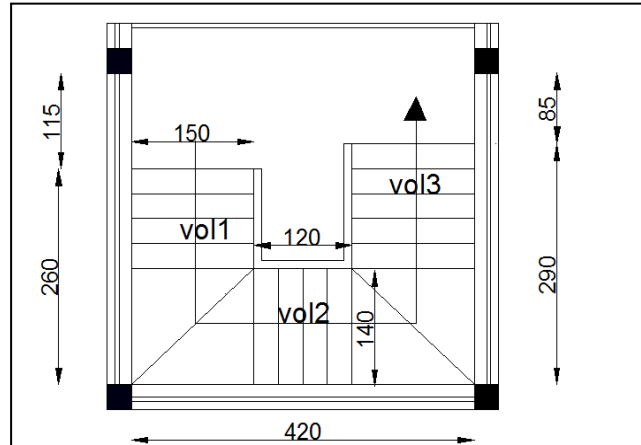


Figure III.29 : Vue en plan d'escalier type II.

b- Combinaison de charges :

$$\text{ELU} : q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 14.98 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 11.05 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_v = G_v + Q = 10.82 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G_p + Q = 7.91 \text{ KN/m}$$

$$q_{eq} = 14.08 \text{ KN/m}$$

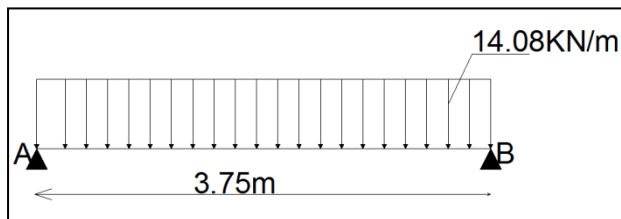


Figure III.31 : Charge équivalente.

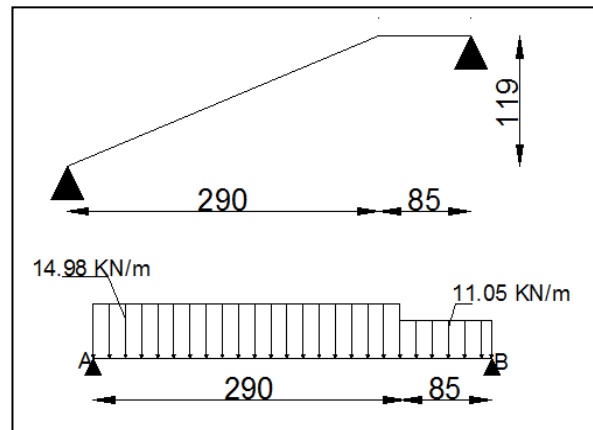


Figure III.30: Schéma statique de la Volée(III).

c- Les sollicitations à l'ELU :

Tableau III.6.8 : Sollicitation à l'E.L.U escalier typeII.

	$M_0(\text{KNm})$	$M_t^{\max}(\text{KNm})$	$M_a^{\max}(\text{KNm})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	24.75	18.56	12.37	26.40
ELS	17.86	13.40	8.93	19.05

d-Ferraillage :**Tableau III.6.9 :** ferraillage d'escalier type II.

	$M (KN.m)$	μ_{bu}	α	Z(cm)	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{min} (cm^2/ml)$	$A_{Adopté} (cm^2/ml)$
En travée	18.56	0.063	0.08	13.90	3.83	1.73	5HA10=3.93
En appuis	12.37	0.042	0.053	14.00	2.3	1.73	4HA10=3.14

e-Calcul de la section des armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 cm^2/ml \text{ on choisie : } 4HA8 = 2.01 cm^2/ml$$

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 cm^2/ml \text{ on choisie : } 4HA8 = 2.01 cm^2/ml$$

f-Espacement des barres :

-Armatures principales :

$$\text{En travée (} S_t=20cm) \leq \min(3.e ; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \text{ C'est vérifié.}$$

$$\text{En appuis (} S_t=25cm) \leq \min(3.e ; 33cm) \Rightarrow S_t \leq 33cm \text{ C'est vérifié.}$$

-Armatures secondaires :

$$(S_t=25cm) \leq \min(4.e ; 45 cm) \Rightarrow S_t \leq 45cm \text{C'est vérifié.}$$

g-Vérifications à l'E.L.U :**-Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3,33 MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26.40 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.183 MPa \leq \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (26.40 \times 10^3 - \frac{12.73 \times 10^6}{0.9 \times 144}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -2.06 cm^2$$

h-Vérification à l'ELS :

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

-Vérification de la contrainte d'adhérence : $\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 \text{MPa} \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d.\Sigma U_i$$

ΣU_i : Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\Sigma U_i = n \times \Phi \times \pi = 5 \times 1 \times 3.14 = 15.70 \text{cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{10.05 \times 10^3}{0.9 \times 144 \times 15.70 \times 10} = 0.93 \text{MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \tau_{ser}^- \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'état limite de compression du béton :

Tableau III.6.10 : Vérification des contraintes à l'ELS, escalier typeII.

	M_{ser} (KNm)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	13.39	3.57	8430.38	5.67	15	Vérifiée
En appui	8.93	3.24	6999.83	4.13	15	

-Vérification de l'état limite de déformation :

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{16}{405} = 0.039\right) < \left(\frac{1}{16} = 0.0625\right).$$

La condition $\left(\frac{h}{l} > \frac{1}{16}\right)$ n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \qquad f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{375}{500} = 0.75 \text{cm}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

$$\rho = 0.0027 \quad y = 3.57\text{cm}, I = 8430.83 \text{ m}^4; \lambda_i = 7.77; \lambda_v = 3.10; I_0 = 36547.92\text{cm}^4$$

Tableau III.6.11 : calcul de la flèche, escalier type II.

q_j (KN/ml)	M_{jser} (KN.m)	σ_j (MPa)	μ_j	$I f_j \times 10^{-4}$ (m ⁴)	f_{ji} (mm)
2.99	3.94	75.91	0	4.02	0.42
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	σ_g (MPa)	μ_g	$I f_g \times 10^{-4}$ (m ⁴)	f_{gi} (mm)
5.01	6.60	127.17	0	4.02	0.71
q_p (KN/ml)	M_{pser} (KN.m)	σ_p (MPa)	μ_p	$I f_p \times 10^{-4}$ (m ⁴)	f_{pi} (mm)
6.22	8.20	158	0.034	3.18	1.10
q_g (KN/ml)	M_{gser} (KN.m)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	$I f_{gv} \times 10^{-4}$ (m ⁴)	f_{gv} (mm)
5.01	6.60	127.17	0	4.02	2.1

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 2.07 \text{ mm} \\ f_{adm} &= 7.5 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{Vérfiée.}$$

i. schéma de ferrailage :

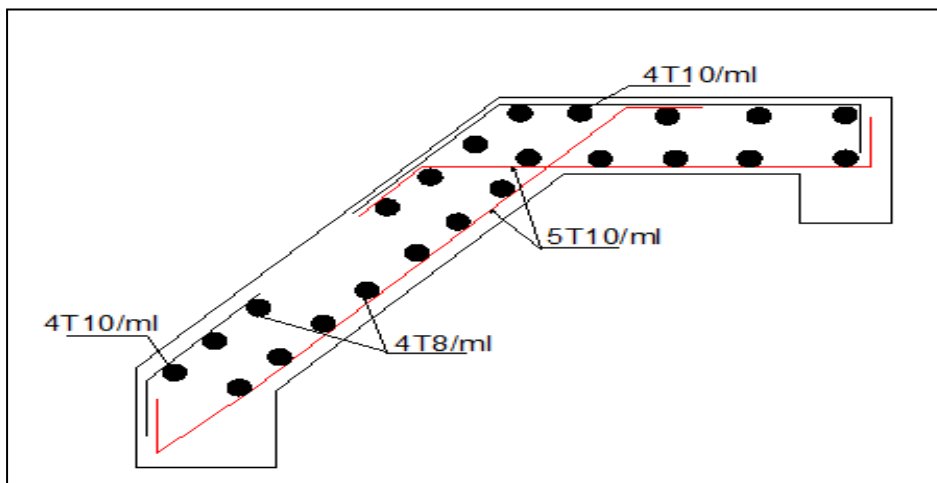


Figure III.32 : Schéma de ferrailage de l'escalier type II.volée (IetIII).

III.6.3.2 .Pour la volée (II) :

Elle est considérée comme une console :

a- Les chargements :

$$G_v=8.38 \text{ KN/m}^2$$

$$Q =2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P= 1\text{KN}$$

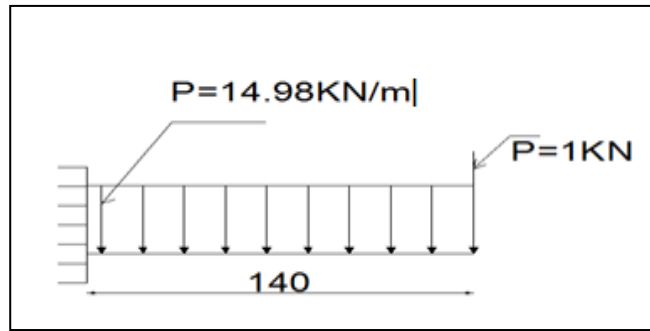


Figure III.33. Schéma statique de la volée (II).

b-Les sollicitations :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G_v + 1.5Q = 14.98 \text{ KN} / m$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + 1.35P \times l = 16.57 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + 1.35 \times P = 22.32 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } q_s = G_v + Q = 10.82 \text{ KN} / m$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + P \times l = 12 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times l + P = 16.15 \text{ KN}.$$

c-Ferrailage :

Tableau III.6.12 : ferrailage d’escalier type II(volée II).

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{CAL}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{Adobté}(\text{cm}^2/\text{ml})$
En appuis	16.57	0.056	0.072	0.139	3.4	1.73	5HA10=3.93

d- Calcul de la section des armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_{sl}}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on choisie : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

e- Espacement des barres :

-Armatures principales : $S_t=20\text{m} \leq \min(3.e ; 33\text{cm})=33\text{cm}$ C’est vérifié.

-Armatures secondaires : $S_t=33\text{cm} \leq \min(4.e ; 45 \text{ cm}) =45\text{cm}$ C’est vérifié.

f-Vérifications à l'E.L.U :**-Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{22.32 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.155 \text{MPa} < \bar{\tau}_u. \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (22.32 \times 10^3 - \frac{16.57 \times 10^6}{0.9 \times 144}) \times \frac{1.15}{400} = -3.03 \text{cm}^2 \dots\dots \text{vérifié}$$

g-Vérification à l'ELS :

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

-Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \bar{\tau}_{ser} = 2.83$$

$$\tau_{ser} = \frac{16.15 \times 10^3}{0.9 \times 144 \times 15.7 \times 10} = 0.79 \text{MPa} < \bar{\tau}_{ser} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \text{tel que : } M_{ser} = 12 \text{KN.m}$$

$$y = 3.57 \text{cm} \quad ; \quad I = 8427.19 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} = 5.08 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

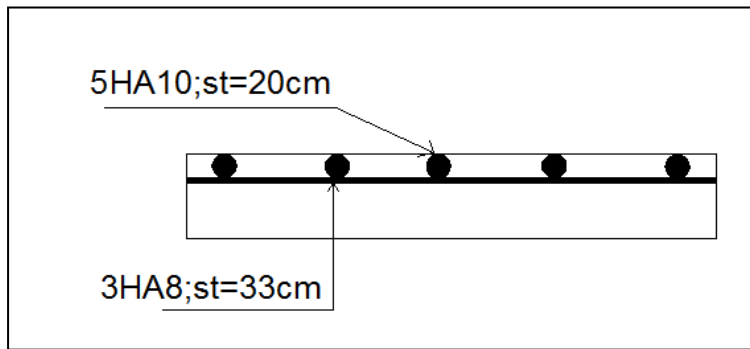
-Vérification de l'état limite de déformation :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.114 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.114 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.03 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Leftrightarrow 0.0027 < 0.006 \dots\dots \text{vérifiée}$$

Les trois conditions précédentes sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

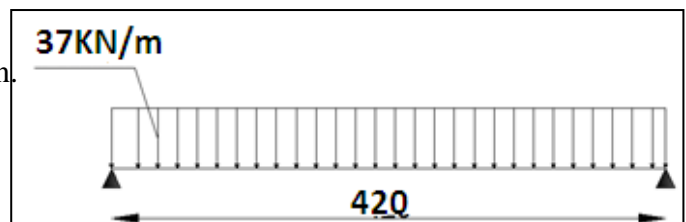
h- schéma de ferrailage :**Figure III.34 :** Schéma de ferrailage de l'escalier type II(volée II).**III.6.4. Etude de la poutre brisée :**

Elle se calcule à la flexion simple et à la torsion.

III.6.4.1. Pré- dimensionnement :

On doit vérifier la condition de la flèche

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

**Figure III.35:** Schéma statique de la poutre brisée.

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{1.19}{1.2} = 0.99 \Rightarrow \beta = 44.76^\circ$$

β : angle d'inclinaison.

$$L = 1.5 + \frac{1.20}{\cos 44.76} + 1.5 = 4.69m \Rightarrow 31.26cm \leq h \leq 46.9cm$$

Donc on prend une section rectangulaire $(b \times h) = (35 \times 40) \text{cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Selon le RPA99 version 2003}$$

Les trois vérifications sont satisfaites.

III.6.4.2. Calcul à la flexion simple :**a- Calcul des sollicitations :**

La poutre est soumise à son :

a-) Poids propre de la partie horizontale : $g_0 = 0.35 \times 0.40 \times 25 = 3.50 \text{ KN/m}$

b-) Poids du mur extérieur : $P_m = 2.86 \times (3.06 - 1.19 - 0.35) = 4.35 \text{ KN/ml}$

c-) La charge transmise par les volées est une réaction et on prend la plus défavorable

A l'ELU: $R = 26.40 \text{ KN/ml}$ (transmit par la vole (I))

$$P_u = 1.35 \times (3.5 + 4.35) + 26.40 \Rightarrow P_u = 37 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{P_u l^2}{8} = 81.58 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_u \Rightarrow M_t = 61.18 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.5 \times M_u \Rightarrow M_a = 40.79 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{P_u l}{2} = 77.70 \text{ KN}$$

A l'ELS: $R = 19.05 \text{ KN/m}$

$$P_s = (3.5 + 4.35) + 19.05 \Rightarrow P_s = 26.9 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{P_s l^2}{8} = 59.31 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_s \Rightarrow M_t = 44.48 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.5 \times M_s \Rightarrow M_a = 29.65 \text{ KNm}$$

$$V_s = \frac{P_s l}{2} = 56.49 \text{ KN}$$

b- Ferrailage :

Tableau III.6.13 : ferrailage de la poutre brisée.

	$M (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z (\text{m})$	$A_{CAL} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\min} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	61.18	0.034	0.043	0.353	4.97	1.52
En appuis	40.79	0.022	0.028	0.355	3.29	1.52

Exigence de RPA : $A_{\min} = 1.52 \text{cm}^2$ Donc on prend $A^a = 3.29 \text{cm}^2$; $A^t = 4.97 \text{cm}^2$

c -Vérification à l'E.L.U :

-Effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{77.7 \times 10^3}{0.35 \times 0.36} = 0.61 \text{MPa} < \tau_u^- \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > (V_u + \frac{Ma}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (77.7 \times 10^3 - \frac{40.79 \times 10^6}{0.9 \times 360}) \times \frac{1.15}{400} = -1.38 \text{cm}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Calcul de l'espacement St :

$$St \leq \min (0.9 d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 32.4 \text{cm} \text{ On opte: } St=20 \text{cm en travée et } St=15 \text{cm en appui.}$$

III.6.4.3.Calcul à la torsion :

$$\Omega = 944.86 \text{cm}^2, \quad e = 6.66 \text{cm}, \quad U = 123.36 \text{cm}.$$

a- Ferrailage à la torsion :

Le moment de torsion à prendre est le moment aux appuis de la volée :

$$M_{tor} = \frac{M_a \times l}{2} \Rightarrow M_{tor} = 25.97 \text{KN.m} \quad ; \quad A_{tor} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{tor} = 4.87 \text{cm}^2$$

b-Les armatures longitudinales :

$$\text{En travée : } A = 4.97 + 4.87/2 \Rightarrow A = 7.41 \text{cm}^2, \text{ on opte : } A_t = 4\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 7.60 \text{cm}^2$$

$$\text{En appui : } A = 3.29 + 4.87/2 \Rightarrow A = 5.72 \text{cm}^2, \text{ on opte: } A_a = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{cm}^2$$

c-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{flexion} = 0,61 \text{MPa}; \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{tor} = 2.06 \text{MPa}$$

$$\sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_{flex}^2} \leq \tau_{adm} = 3.33 \text{Mpa} \Leftrightarrow \sqrt{0.61^2 + 2.06^2} = 2.15 \text{MPa} \leq 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

d-Armatures transversales :**-Flexion simple :**

St = 20cm en travée

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.2}{400} = 0.70 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 0.20 \times (0.3 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.72 \text{cm}^2$$

St = 15cm en appui.

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.52 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.35 \times 0.15 \times (0.3 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = -0.46 \text{cm}^2$$

$$\text{-Torsion: } A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times st \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{array}{l} A_{tor}^t = 0,79 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{travée} \\ A_{tor}^a = 0,59 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{appuis} \end{array}$$

En travée : A = 0.79+0.7 \Rightarrow A = 1.49m²En appui : A = 0.59+0.52 \Rightarrow A = 1.11cm²On adopte: At = 3HA 8 = 1.51cm²**III.6.4.4.Vérification à l'E.L.S :****a- Vérification de l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad y = 12.39 \text{cm} \quad I = 85787.27 \text{cm}^4$$

En travée $M_{ser} = 44.48 \text{KN.m} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.42 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$

$$y = 11.85 \text{cm} \quad I = 78836.35 \text{cm}^4$$

En appui $M_{ser} = 29.65 \text{KN.m} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.45 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$ **b-Vérification de l'état limite de déformation :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.095 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.095 > 0.07 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \Leftrightarrow 0.006 \leq 0.006 \dots \text{ vérifiée}$$

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

c- Schéma de ferrailage :

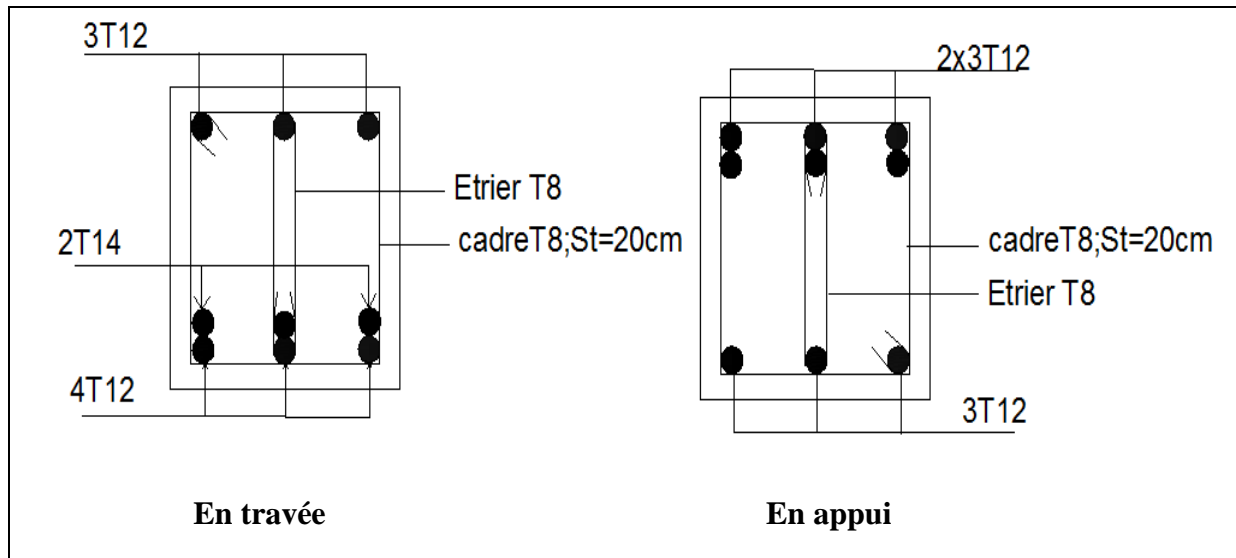


Figure III.36 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

Remarque : les escaliers type (II) de l' RDC ce ferraille de la même manière que l'escalier Type(II) de sous sol et étages courent.

III.7. Etude des poutres de chaînages :

III.7.1. 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 rendre solidaires à la structure, elles servent de porte a faux.

III.7.2. Dimensionnement :

$$L_{\max} = 3.40m \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 22.66cm \leq h \leq 34cm$$

$$h \geq 15cm; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}).$$

On adopte : $h = 30cm$; $b = 30cm$.

III.7.3. Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.86 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.893 \text{ KN/m.}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 7.893) \Rightarrow P_u = 13.7 \text{ KN/ml;}$$

$$P_s = 2.25 + 7.893 = 10.143 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 19.79 \text{ KN.m ;}$$

$$M_l = 0.85 M_u \Rightarrow M_l = 16.82 \text{ KN.m;}$$

$$M_a = 0.5 M_u = 9.89 \text{ KN.m}$$

III.7.4. Le ferrailage :**- Armatures longitudinales :**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

Tableau III.7.1: Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_s calculé (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
En travée	16.82	0.054	0.069	26.25	1.84	0.98	3HA10=2.36
En appui	9.89	0.032	0.040	26.56	1.07	0.98	3HA10=2.36

III.7.5. Vérifications à l'ELU :**- Effort tranchant :**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 23.29 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.13}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

- Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

$$\text{Soit (cadre+étrier) HA8} \Rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

-L'espacement :

$$1) St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 24.3 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.36 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \quad (\text{CBA Art A.5.1.2.3})$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$$

.On prend **St = 15cm**

III.7.6. Vérification à l'ELS :**III.7.6.1. Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$M_S = 14.66 \text{ kNm}; \quad M_t^s = 0.85 \times M_S = 12.46 \text{ kNm}; \quad M_a^s = 0.3 \times M_S = 4.39 \text{ kNm}$$

$$\text{Calcul } y : \quad A = 2.36 \text{ cm}^2; \quad \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.548 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul } I : \quad I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 21769.68 \text{ cm}^4$$

En travée: $(\sigma_{bc} = 1.43 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa}$ Vérifiée

En appuis: $(\sigma_{bc} = 0.5 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa}$ Vérifiée

III.7.6.2 Evaluation de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.08 > 0.0625$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.08 \geq 0.08$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.002 < 0.01 \Rightarrow \text{pas de vérification à la flèche}$$

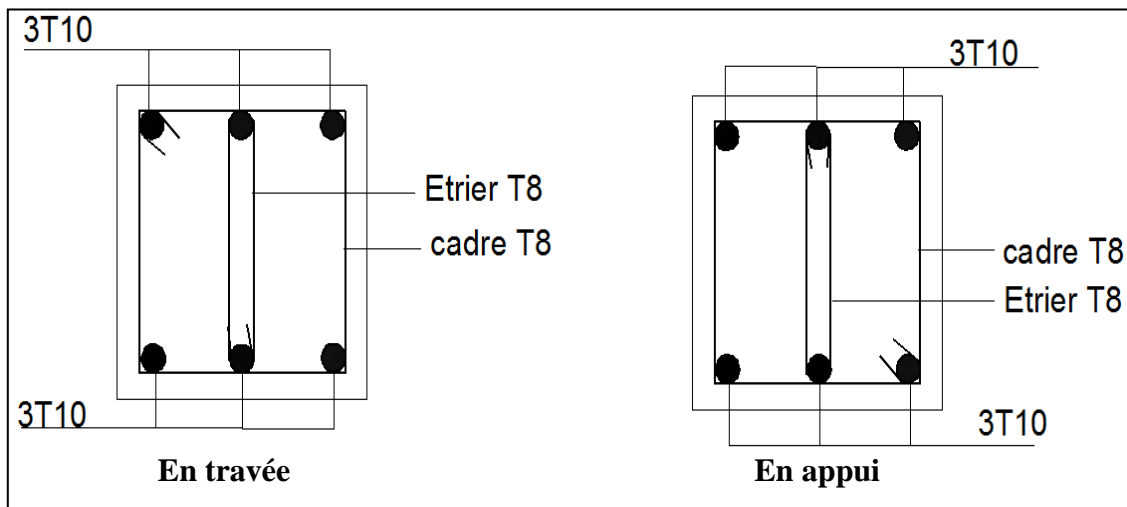
III.7.7. Schéma de ferrailage :

Figure III.37 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.8. Conclusion :

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Dans ce qui suit, on passera à l'étude dynamique de notre structure en utilisant le logicielle SAP2000.

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. Méthodes de calcul :

Le RPA99/2003 propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par Accélérogrammes.

IV.2.1. 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dépend du groupe du bâtiment 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.

Sa valeur est donnée par **RPA 99** (tableau 4-3) en fonction du système de contreventement.

On a un contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$.

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est déterminée 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**).

Tableau IV.2.1: Valeurs des pénalités P_q .

" Critère q "	Sens x-x		Sens y-y	
	Observée	P_q	Observée	P_q
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_y = 1,10$; $Q_x = 1,10$

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**.

$\beta = 0.2 \rightarrow$ usage d'habitation.

$\beta = 0.6 \rightarrow$ usage commerciale.

W = $\sum W_i = 30827.225 \text{KN}$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen : il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99** (Tableau 4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne (D'après les résultats préliminaires de « Laboratoire de Contrôle Qualité Bétons, Sols et Bitumes . »), donc du **RPA 99** (Tableau 3-2) de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$$

- Calcul de la période fondamentale de la structure :

$$T = \min \begin{cases} C_T h^{3/4} \\ 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \end{cases}$$

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où $\zeta(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages **RPA** (Tableau 4.2)

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.816 > 0.7$$

$$T = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

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

$$h_N = 31.62m$$

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

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (31.62)^{3/4} = 0.67 \text{ s}$$

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

D: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = 23.10m, D_y = 11.60m$$

$$\begin{cases} T_x = 0.59s \\ T_y = 0.83s \end{cases}$$

$$T_x = \min (0.59; 0.67) \Rightarrow T_x = 0.59s \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min (0.83; 0.67) \Rightarrow T_y = 0.67s \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.59} \right)^{2/3} = 1.83 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.67} \right)^{2/3} = 1.68 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times T_x \Rightarrow T_{Sx} = 1.3 \times 0.59 \Rightarrow T_{Sx} = 0.76s \\ T_{Sy} = 1.3 \times T_y \Rightarrow T_{Sy} = 1.3 \times 0.67 \Rightarrow T_{Sy} = 0.87s \end{cases}$$

D'où la force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.83 \times 1.1}{5} \times 30827.225 \Rightarrow V_{stx} = 1861.65 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.68 \times 1.1}{5} \times 30827.225 \Rightarrow V_{sty} = 1709.06 \text{ KN}$$

IV.2.2. Les méthodes dynamiques :

IV.2.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

RPA99 (Formule 4-13)

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

b-les hypothèses :

- les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- 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.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.2.2.2.Méthode d'analyse par Accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3. 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.4. 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 V14.2.2** à été menée.

IV.4.1. 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 :

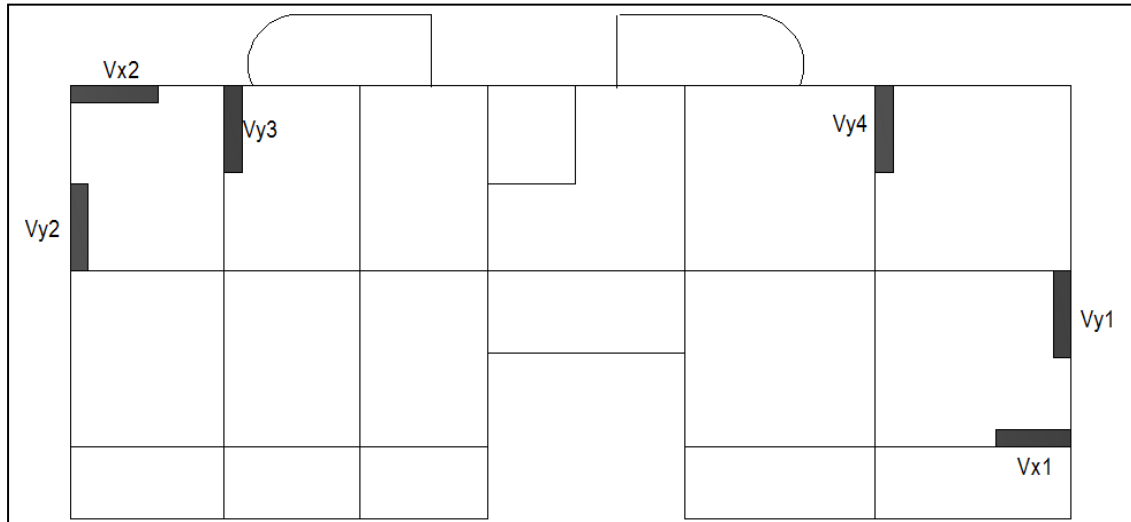


Figure IV.1. La disposition des voiles.

VI.4.2. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14 :

VI.4.2.1. 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 :

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.4.1: Période et taux de participation.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
ext	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,563191	0,53204	0,00005288	0,53204	0,00005288
MODAL	Mode	2	0,534961	0,00007508	0,52328	0,53211	0,52333
MODAL	Mode	3	0,467957	0,00487	0,0001	0,53698	0,52343
MODAL	Mode	4	0,186356	0,07287	0,00002516	0,60985	0,52346
MODAL	Mode	5	0,152081	0,00001938	0,08237	0,60987	0,60583
MODAL	Mode	6	0,132761	0,00004425	1,655E-07	0,60991	0,60583
MODAL	Mode	7	0,098193	0,00586	0,000000275	0,61577	0,60583
MODAL	Mode	8	0,081525	0,00006021	0,000004543	0,61583	0,60583
MODAL	Mode	9	0,077067	0,00009516	0,000004612	0,61592	0,60584
MODAL	Mode	17	0,06944	0,00004945	0,00002837	0,83767	0,60924
MODAL	Mode	18	0,069293	0,00014	0,00033	0,83781	0,60957
MODAL	Mode	22	0,061666	0,07668	0,00002	0,91617	0,61011

MODAL	Mode	23	0,06129	0,00325	0,00013	0,91942	0,61024
MODAL	Mode	24	0,058289	0,00056	3,991E-09	0,91998	0,61024
MODAL	Mode	25	0,056737	0,00021	0,00013	0,92019	0,61037
MODAL	Mode	26	0,055668	0,00103	0,00002391	0,92122	0,6104
MODAL	Mode	27	0,055053	0,00001714	0,00962	0,92124	0,62002
MODAL	Mode	28	0,054182	0,00014	0,02266	0,92138	0,64267
MODAL	Mode	29	0,053913	0,000003012	0,03765	0,92138	0,68032
MODAL	Mode	30	0,053382	0,000004361	0,18386	0,92138	0,86418
MODAL	Mode	31	0,052708	0,000001106	0,00204	0,92139	0,86623
MODAL	Mode	32	0,050863	5,814E-07	0,00042	0,92139	0,86665
MODAL	Mode	38	0,049275	1,167E-10	2,881E-07	0,92213	0,86698
MODAL	Mode	39	0,049232	0,00003222	0,00003935	0,92216	0,86702
MODAL	Mode	40	0,049059	0,000002578	0,000002273	0,92216	0,86702
MODAL	Mode	41	0,048946	0,00000836	2,447E-07	0,92217	0,86702
MODAL	Mode	42	0,048859	0,000006874	8,929E-07	0,92218	0,86702
MODAL	Mode	43	0,0488	0,00001124	1,844E-07	0,92219	0,86702
MODAL	Mode	44	0,048748	0,00002419	1,143E-07	0,92222	0,86702
MODAL	Mode	45	0,048268	0,00574	0,00033	0,92796	0,86735
MODAL	Mode	46	0,048095	0,00001686	0,00022	0,92797	0,86757
MODAL	Mode	47	0,04766	0,00185	0,000001591	0,92982	0,86757
MODAL	Mode	54	0,044476	0,00005982	0,00014	0,93794	0,86841
MODAL	Mode	55	0,043812	0,00008738	0,00638	0,93803	0,8748
MODAL	Mode	56	0,043629	0,00001677	0,00468	0,93805	0,87947
MODAL	Mode	57	0,043548	0,00005383	0,01569	0,9381	0,89516
MODAL	Mode	58	0,04347	0,000000277	0,00489	0,9381	0,90005

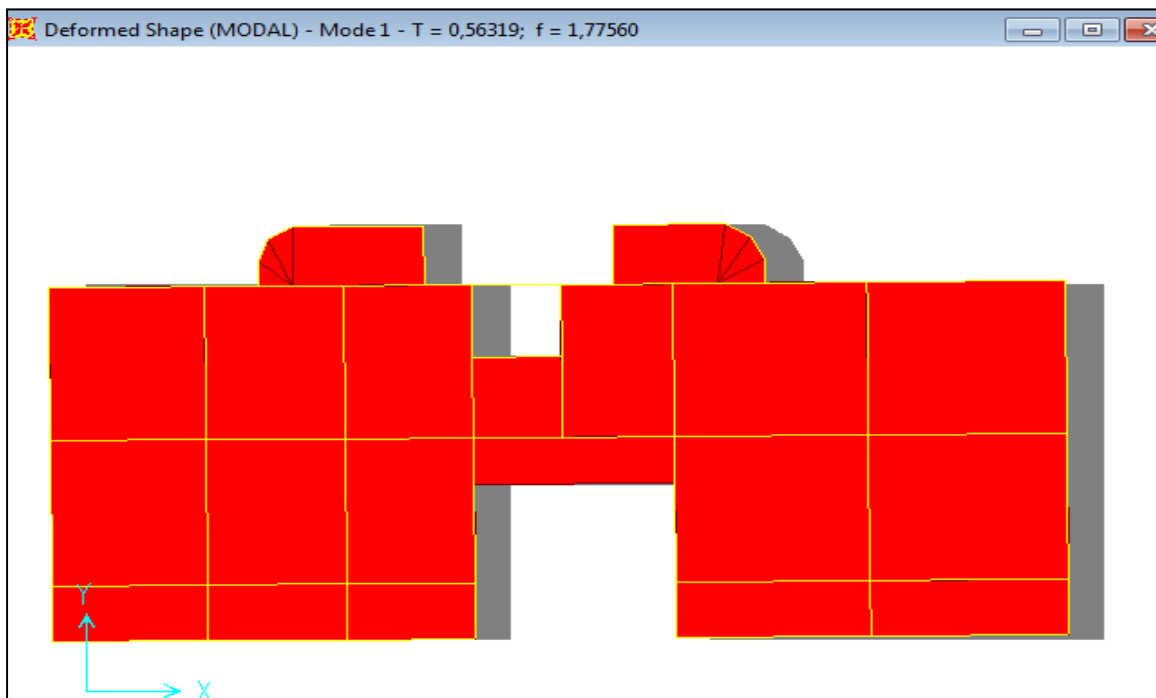


Figure IV.2.1^{er} mode de déformation (translation suivant x).

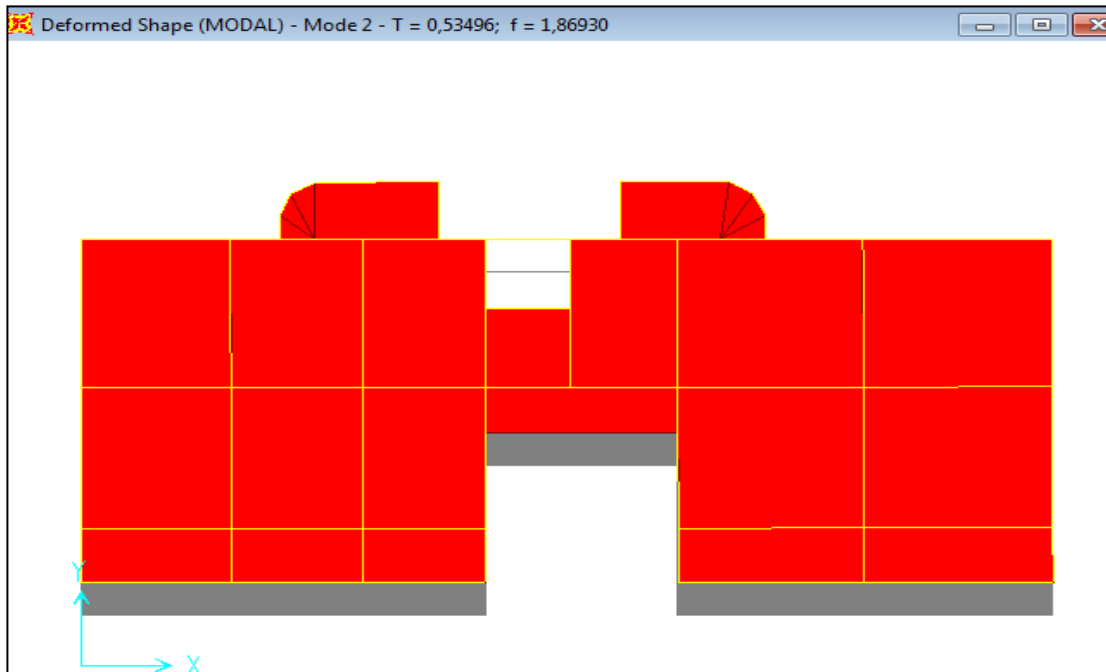


Figure IV.3.2^{eme} mode de déformation (translation suivant y).

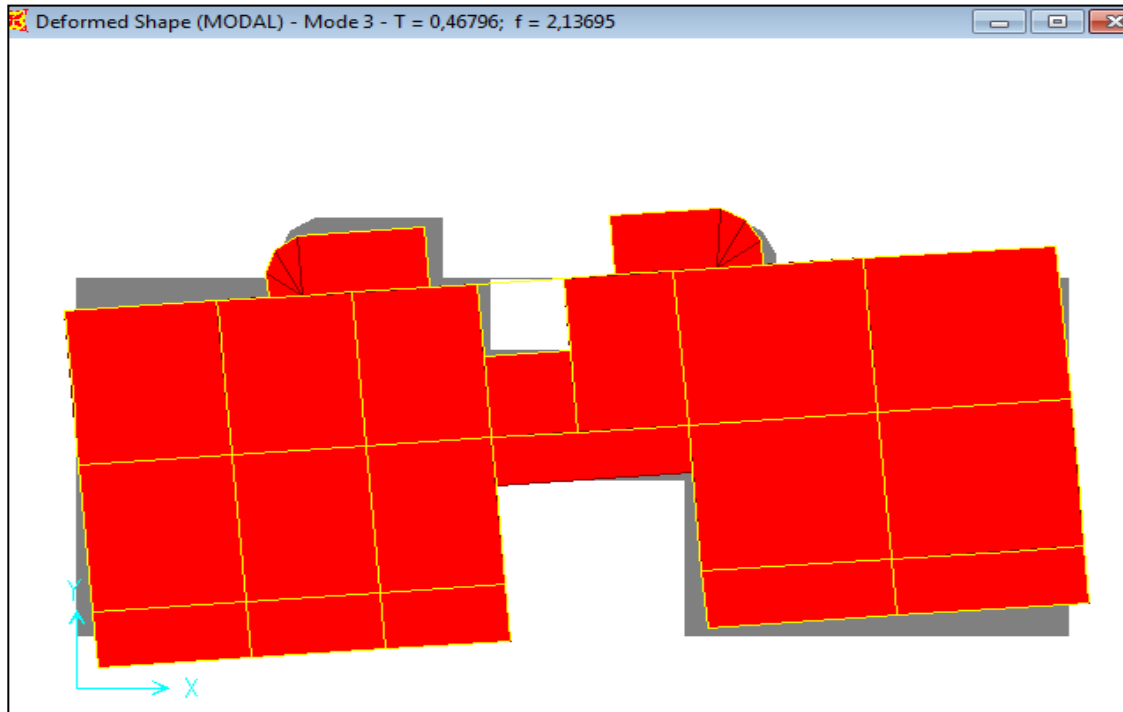


Figure IV.4.3^{eme} mode de déformation (rotation suivant z).

Analyse des résultats :

La participation modale du premier mode suivant la direction x est prépondérante ($U_x=53.20\%$), ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montre sur la figure précédente,

La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction y ($U_y=52.32\%$).

On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA 99 majorée de 30 %

$$(T_x=0.563s) \leq (T_{sx}=0.76s); (T_y=0.534s) \leq (T_{sy}=0.87s).$$

VI.4.2.2. Justification de l'interaction voiles portiques :**-Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont donnés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.4.2 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles(%)
RDC	26084.439	4464.169	85	15
1^{er} étage	21848.233	4335.345	83	17
2^{ème} étage	17994.351	4049.84	82	18
3^{ème} étage	16370.656	3780.831	82	18
4^{ème} étage	13866.291	3265.172	81	19
5^{ème} étage	11295.059	2812.242	80	20
6^{ème} étage	8887.57	2284.586	80	20
7^{ème} étage	6375.217	1858.115	77	23
8^{ème} étage	4170.348	1280.759	76	24
9^{ème} étage	1853.91	669.267	75	25

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction portiques voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf les trois derniers 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 donnés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.4.3: Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Sens x-x'				Sens y-y'			
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voile (%)	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	1189.175	480.592	71	29	995.225	610.223	62	38
1^{er} étage	920.215	262.068	78	22	719.295	570.321	55	45
2^{ème} étage	781.441	226.897	77	23	650.894	503.453	56	44
3^{ème} étage	772.132	221.175	77	23	637.614	416.49	60	40
4^{ème} étage	729.42	202.038	78	22	519.397	467.924	52	48
5^{ème} étage	678.618	166.036	80	20	501.572	394.815	56	44
6^{ème} étage	474.662	158.967	74	26	529.571	246.747	68	32
7^{ème} étage	450.809	136.248	76	24	352.206	281.869	55	45
8^{ème} étage	400.244	33.696	92	08	337.358	133.682	71	29
9^{ème} étage	244.374	28.905	89	11	240.87	53.698	81	19

Analyse des résultats : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

VI.4.2.3. 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 : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$ **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.

Tableau IV.4.4 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Niveau	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	Remarque
S-sol et RDC	65x70	2049.521	0.18	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme}	60x65	1658.679	0.17	vérifiée
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	55x60	1363.669	0.16	vérifiée
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	50x55	955.096	0.14	vérifiée
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	45x50	528.91	0.09	vérifiée
9 ^{eme}	40x45	195.158	0.04	vérifiée
Pot circulaire	D=50	133.021	0.027	vérifiée

VI.4.2.3. Vérification vis à vis des déformations :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA (Formule 4 - 19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ **RPA99 (Art.5.10)**

h_K : Étant la hauteur de l'étage.

Le tableau qui suit résume les résultats de vérification des déplacements pour chaque niveau dans les deux sens

Tableau IV.4.5 : Vérification des déplacements.

Niveau	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_K (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_K}$ (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
31.62	0.85	4.25	3.8	0.45	306	0.147	0.80	4	3.5	0.50	306	0.16
28.56	0.76	3.8	3.25	0.55	306	0.18	0.70	3.5	2.95	0.55	306	0.18
25.5	0.65	3.25	2.55	0.70	306	0.23	0.59	2.95	2.3	0.65	306	0.21
22.44	0.51	2.55	1.85	0.70	306	0.23	0.46	2.3	1.65	0.65	306	0.21
19.38	0.37	1.85	1.15	0.70	306	0.23	0.33	1.65	1	0.65	306	0.21
16.32	0.23	1.15	0.50	0.65	306	0.21	0.20	1	0.43	0.57	306	0.19
13.26	0.1	0.50	0.24	0.26	306	0.084	0.085	0.43	0.18	0.25	306	0.08
10.2	0.047	0.24	0.06	0.18	306	0.058	0.035	0.18	0.09	0.09	306	0.029
7.14	0.012	0.06	0.06	0.002	306	0.0065	0.018	0.09	0.06	0.03	306	0.01
4.08	0.012	0.06	0.03	0.003	408	0.0073	0.012	0.06	0.02	0.04	408	0.01
0.00	0.005	0.03	0	0.002	306	0.0065	0.004	0.018	0	0.02	306	0.006

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.

VI.4.2.4. 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 :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9)

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P- Δ pour chaque niveau est résumé dans le tableau (IV.4.6) qui suit :

Tableau IV.4.6 : Vérification a L'effet P-Δ.

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)
Etage9	306	2328.164	0.45	273.279	0.012	0.50	294.568	0.013
Etage8	306	4880.503	0.55	433.940	0.020	0.55	471.040	0.018
Etage7	306	7284.355	0.7	587.057	0.028	0.65	634.075	0.024
Etage6	306	9248.409	0.7	633.629	0.033	0.65	776.318	0.025
Etage5	306	12400.108	0.7	844.654	0.033	0.65	896.387	0.029
Etage4	306	15045.065	0.65	931.458	0.034	0.57	987.221	0.028
Etage3	306	17686.34	0.26	993.307	0.015	0.25	1054.104	0.013
Etage2	306	20420.158	0.18	1008.338	0.011	0.09	1154.347	0.005
Etage1	306	21892.183	0.002	1182.283	0.00012	0.03	1289.616	0.0016
RDC	408	26775.357	0.003	1669.767	0.00011	0.04	1605.448	0.0016

Analyse des résultats :

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P-Δ) peuvent être négligés.

VI.4.2.5. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'Article (4.3.6 du RPA99/Version2003), la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.4.7 : vérification de la résultante des forces.

	V _{st} (KN)	0.8 × V _{st} (KN)	V _{dyn} (KN)	V _{dyn} ≥ 0.8V _{st}
Sens xx	1861.65	1489.32	1669.767	Vérifier
Sens yy	1709.06	1367.25	1605.448	Vérifier

V_{dyn}: Effort tranchant de calcul retiré à partir des résultats donnés par SAP2000.

V_{st} : Effort tranchant calculé à partir de la méthode statique équivalente.

IV.5. Conclusion :

La disposition des voiles adoptées répond aux exigences de RPA concernant l'interaction voile- portique après avoir redimensionné les sections des poteaux.

Les poteaux seront ferrillés selon les nouvelles dimensions suivantes :

S-Sol et RDC :	(b × h) = (65 × 70) cm ²
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage:	(b × h) = (60 × 65) cm ²
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage :	(b × h) = (55 × 60) cm ²
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage :	(b × h) = (50 × 55) cm ²
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage :	(b × h) = (45 × 50) cm ²
9 ^{eme} étage :	(b × h) = (40 × 45) cm ²
Poteau circulaire :	D = 50 cm ²

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 ces 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) $0.8G - E$ | |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ | (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ | |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
2. ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
3. ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)

V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1) :

V.2.1.1.Les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de : 4 % en zone courante
6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone IIa- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. 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

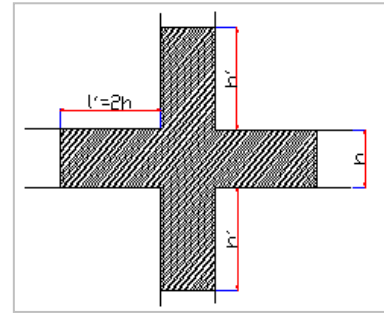


Figure V.1 : Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.2.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau	A _{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et sous sol	65x70	36.40	182	273
	D=50	15.7	78.5	117.75
1 ^{er} étage	60x65	31.2	156	234
	D=50	15.7	78.5	117.75
2 ^{ème} étage	60x65	31.2	156	234
3,4 ^{ème} étage	55x60	26.4	132	198
5,6 ^{ème} étage	50x55	22	110	165
7,8 ^{ème} étage	45x50	18	90	135
9 ^{ème} étage	40x45	14.4	72	108

V.2.1.2. Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad \text{RPA (Art7.4.2.2)}$$

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'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est 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 :

- $A_t^{\text{min}} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- $A_t^{\text{min}} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ 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. sections des armatures longitudinales dans les poteaux :

-Exemple de calcul :

En prend comme exemple le poteau du sous sol :

$$N_{\text{max}} = 2659.627 \text{ KN} \quad M_{\text{cor}} = 3.979 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{min}} = 165.625 \text{ KN} \quad M_{\text{cor}} = 7.677 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{max}} = 65.809 \text{ KN.m} \quad N_{\text{cor}} = 2172.382 \text{ KN}$$

Pour ($N_{\text{max}} = 2659.627 \text{ KN}$, $M_{\text{cor}} = 3.979 \text{ KN.m}$) on à :

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0014 \text{ m} \Rightarrow e_G < \frac{h}{2} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow$$

N de compression et c a l'intérieure de la section

$$M_{UA} = M_G + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 801.867 \text{ KN.m}$$

$$N_U (d - d') - M_{UA} = 2659.627(0.65 - 0.05) - 801.867 = 0.66 \text{ MN.m}$$

$$(0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \cdot h \cdot f_{bu} = 1.26 \text{ MN.m}$$

$0.66 < 1.26$ donc la section est partiellement comprimé, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = 0.21 < \mu_l = 0.316 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.139 \quad z = 0.6138m$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = 37.5 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_{\max}}{f_{st}} < 0$$

Dans ce cas $A = A_{\min}$ tel que $A_{\min} = 0.8\% b \times h = 36.4 \text{ cm}^2$

On choisit: 12HA20=37.70 cm²

Le tableau suivant résume les armatures longitudinales pour chaque niveau :

Tableau V.2.2 : armatures longitudinales.

Niveau	Section (cm ²)	A _{calcu} (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	A min (cm ²) RPA	A adoptée (cm ²)
RCD+Sous Sol	65x70	0	2659.6	3.97	36.4	12HA20=37.70
	D=50	0.28	-1.625	0.85	15.7	8HA16=16.08
1, 2 ^{ème}	60x65	25.52	-338.737	47.204	31.2	4HA25+8HA14=31.95
3,4 ^{ème} étage	55x60	21.28	-358.417	16.77	26.4	4HA20+4HA16+4HA14=26.77
5,6 ^{ème} étage	50x55	2.28	-29.217	3.616	22	8HA16+4HA14=22.24
7,8 ^{ème} étage	45x50	2.16	-23.772	3.95	18	12HA14=18.47
9 ^{ème} étage	40x45	1.68	-16.066	3.084	14.4	4HA14+8HA12=15.21

- Section des armatures transversales :

Tableau V.2.3 : armature transversales.

Niveau	S S		RDC		1,2	3,4	5,6	7,8	9
Section (cm ²)	65x70	D=50	65x70	D=50	60x65	55x60	50x55	45x50	40x45
ϕ_t^{\max} (cm)	2	1.6	2	1.6	2.5	2	1.6	1.4	1.4
ϕ_t^{\min} (cm)	2	1.6	2	1.6	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2
l_f (cm)	214	214	285.6	499	214.2	214.2	214.2	214	214
Δg	3.29	4.28	4.39	9.99	3.57	3.89	4.28	4.76	5.35
Vu (KN)	116.98	10.42	116.98	7.236	46.174	34.271	30.643	28.553	21.22
l_r (cm)	80	64	80	64	100	80	64	56	56
t zon nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10	10
t' zon courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	2.35	0.29	2.35	0.14	1.01	0.80	0.78	0.80	0.44
A_t^{\min} zone courante (cm ²)	7.09	3.6	4.41	2.25	5.92	4.76	3.6	2.43	1.8
A_t^{\min} zone nodale (cm ²)	4.73	2.40	2.94	1.50	3.94	3.17	2.40	1.62	1.20
A_t adopté (cm ²)	10T10	6T10	6T10	6T10	8T10	8T10	6T10	6T10	6T10

Conformément aux règles du **RPA 99/03** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

Longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_t^{\max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.3. Vérifications :

V.2.3.1. 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 RDC, avec une longueur de $l_0 = 4.08\text{m}$ et un effort normal de 2395.321KN .

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

Exemple illustratif :

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.856\text{m} \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.65 \times 0.7^3}{12} = 0.0185\text{m}^4 \quad (\text{moment d'inertie})$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.0185}{0.65 \times 0.7}} \Rightarrow i = 0.2\text{m} \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.856}{0.2} \Rightarrow \lambda = 14.28 \Rightarrow \alpha = 0.822$$

$$B_r = (0.65 - 0.02) \times (0.7 - 0.02) = 0.43\text{m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$\text{Donc : } N_u = 0.82 \times \left(\frac{0.43 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.70 \times 10^2 \times \frac{400}{1.15} \right) \times 10^{-3} = 7604.899\text{kN}.$$

On a $N_u^{\max} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement

Vérification au flambement des poteaux des différents étages :**Tableau V.2.4 :** justification de l'effort normal réduit.

Niveau	l_0 (m)	l_f (m)	i (m)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (KN)	Nu ^{max} (KN)
Sous Sol	3.06	2.142	0.2	10.71	0.83	37.70	0.43	7697.64	2659.627
	3.06	2.142	0.123	17.35	0.81	16.08	0.18	3153.03	132.101
RDC	4.08	2.856	0.2	14.28	0.82	37.70	0.43	7604.89	2395.321
	7.14	4.998	0.123	40.47	0.67	16.08	0.18	2608.07	174.817
1,2 ^{ème} étage	3.06	2.142	0.184	11.59	0.83	31.95	0.36	6455.72	2069.703
3,4 ^{ème} étage	3.06	2.142	0.166	12.86	0.83	26.77	0.31	5537.65	1555.368
5,6 ^{ème} étage	3.06	2.142	0.155	13.77	0.82	22.24	0.25	4430.61	1093.362
7,8 ^{ème} étage	3.06	2.142	0.159	13.44	0.82	18.47	0.21	3715.68	656.261
9 ^{ème} étage	3.06	2.142	0.141	15.16	0.82	15.21	0.16	2863.45	246.666

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{\max} < N_u$

V.2.3.2. Vérification des contraintes :

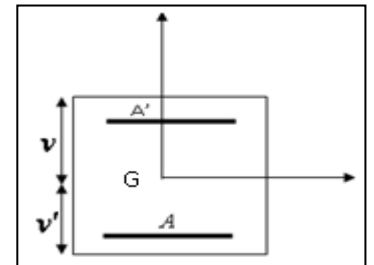
Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right) \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \quad \text{et} \quad v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

**Figure V.2:** Section du poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2.5 : justification des contraintes.

Niveau	D (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V (cm)	I _{gg} (m ⁴)	Nser (KN)	Mser (KN)	σ_{bc} (MPa)	OB
Sous sol	63	37.70	38.09	31.91	0.023	1928.792	47.48	5.02	Vérifier
	45	16.08	26.75	23.25	0.006	96.317	12.64	0.95	Vérifier
RDC	63	37.70	38.09	31.91	0.023	1738.081	39.54	4.47	Vérifier
	45	16.08	26.75	23.25	0.006	127.679	22.66	1.52	Vérifier
1,2 ^{ème} étage	58.5	31.95	35.34	29.66	0.016	1504.027	38.21	4.70	Vérifier
3,4 ^{ème} étage	54	26.77	32.60	27.40	0.012	1130.423	24.68	4.09	Vérifier
5,6 ^{ème} étage	49.5	22.24	29.88	25.12	0.0084	793.488	27.34	3.86	Vérifier
7,8 ^{ème} étage	45	18.47	27.19	22.81	0.0056	477.589	23.26	3.25	Vérifier
9 ^{ème} étage	40.05	15.21	24.52	20.48	0.0026	180.52	21.85	3.26	Vérifier

V.2.3.3. Vérification aux sollicitations tangentes :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad . \text{ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :}$$

Tableau V.2.6 : Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section	I _f (m)	λ_g	ρ_d	d(cm)	V(KN) (SAP)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	OB
Sous sol	65x70	2.142	4.39	0.04	63	116.98	0.28	1	Vérifier
	D=50	2.142	4.28	0.04	45	10.42	0.046	1	Vérifier
RDC	65x70	2.856	4.39	0.04	63	116.98	0.28	1	Vérifier
	D=50	4.998	9.99	0.075	45	7.236	0.032	1.875	Vérifier
1,2 ^{ème} étage	60x65	2.142	3.57	0.04	58.5	46.174	0.131	1	Vérifier
3,4 ^{ème} étage	55x60	2.142	3.89	0.04	54	34.271	0.115	1	Vérifier
5,6 ^{ème} étage	50x55	2.142	4.28	0.04	49.5	30.643	0.123	1	Vérifier
7,8 ^{ème} étage	45x50	2.142	4.76	0.04	45	28.553	0.141	1	Vérifier
9 ^{ème} étage	40x45	2.142	5.35	0.075	40.5	21.22	0.131	1.875	Vérifier

V.2.4. Disposition constructive des poteaux :

- **Longueurs de recouvrement : [RPA99]**

Selon le **RPA99** (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > (40 \times \varnothing)$ en zone I et IIa .

Sous sol, RDC: $\varnothing = 2\text{cm} \rightarrow L_r > 40 \times 2 \rightarrow L_r = 80\text{cm}$

1^{ème} et 2^{ème} étage : $\varnothing = 2.5\text{ cm} \rightarrow L_r > 40 \times 2.5 \rightarrow L_r = 100\text{cm}$

3^{ème} et 4^{ème} étage : $\varnothing = 2\text{cm} \rightarrow L_r > 40 \times 2 \rightarrow L_r = 80\text{cm}$

5^{ème} et 6^{ème} étage : $\varnothing = 1.6\text{cm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 \rightarrow L_r = 64\text{cm}$

7^{ème} et 8^{ème} étage : $\varnothing = 1.4\text{cm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 \rightarrow L_r = 60\text{cm}$

9^{ème} étage : $\varnothing = 1.4\text{cm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 \rightarrow L_r = 60\text{cm}$

- **Les zones nodales :**

La zone nodale est définie par h' .

$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$; $(h_1 \times b_1)$: section de poteau ; h_e : hauteur d'étage.

Sous sol et RDC : $h' = 70\text{cm}$

1^{er} et 2^{ème} étage : $h' = 65\text{cm}$

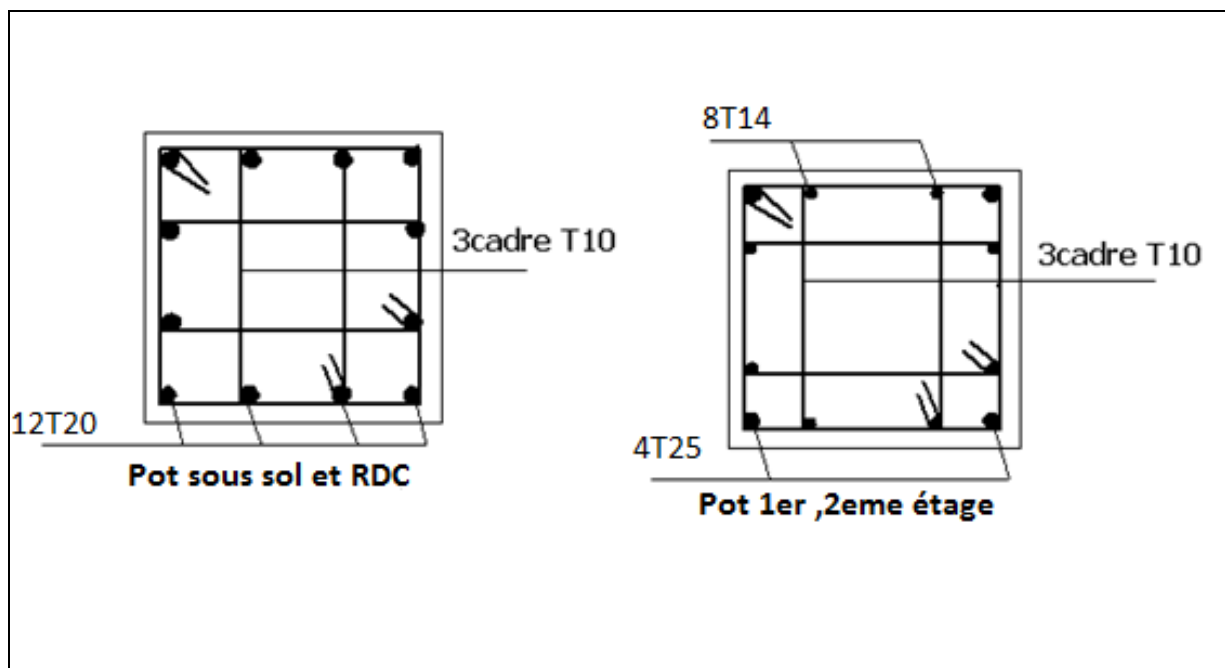
3^{ème} et 4^{ème} étage : $h' = 60\text{cm}$

5^{ème} et 6^{ème} étage : $h' = 55\text{cm}$

7^{ème} et 8^{ème} étage : $h' = 50\text{cm}$

9^{ème} étage : $h' = 45\text{cm}$

V.2.5. Schéma de ferrailage des poteaux :



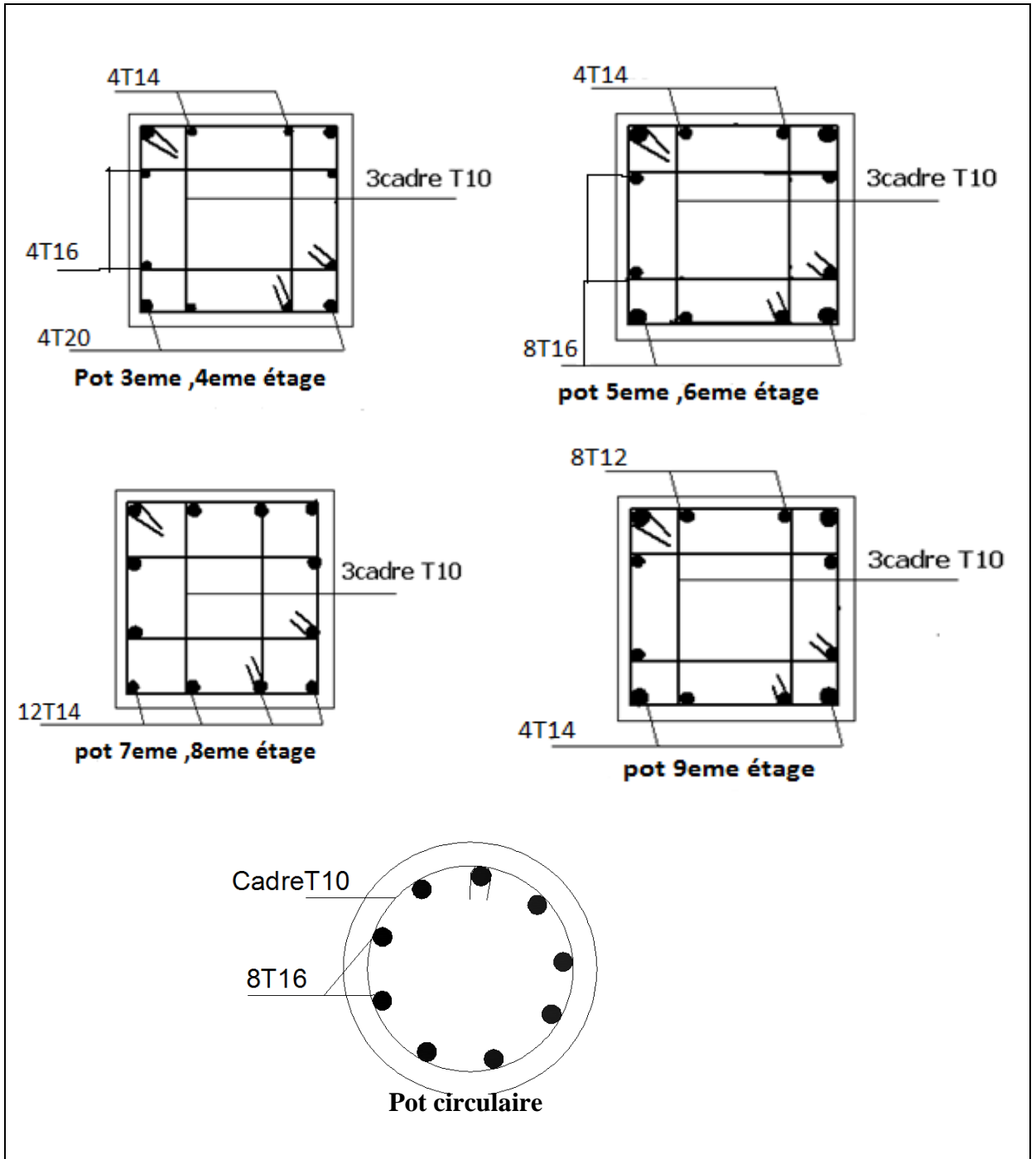


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Après détermination des sollicitations (M , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000/14.2.2. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 (Art 5.2) suivantes :

$$1) 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$2) G + Q$$

$$3) G + Q + E$$

$$4) 0.8 \times G + E$$

$$5) 0.8 \times G - E$$

V.3.1. Recommandation du RPA99 (Art.7.5.2) :

V.3.1.1. Armatures longitudinales :

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.

-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 $40 \times \phi$ (zone IIa).

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

V.3.1.2. Armatures transversales :

-La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.

-L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$-S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$-S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.

-La valeur du diamètre ϕ_1 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 :

V.3.2.1. Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Nous avons retenue le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.3.1 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	section (cm ²)	Localisation	A _{calcul} SAP2000 (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)	Nbr de barres
Etage commercial	Principale	30x35	Appuis	8.639	5.25	63	9.42	3T16+3T12
			Travée	6.853	5.25	42	8.00	3T14+3T12
	secondaire	30x35	Appuis	3.023	5.25	63	5.75	3T12+3T10
			Travée	3.023	5.25	42	5.75	3T12+3T10
Etage bureau	Principale	30x35	Appuis	5.37	5.25	63	5.75	3T12+3T10
			Travée	3.50	5.25	42	5.75	3T12+3T10
	secondaire	30x35	Appuis	3.023	5.25	63	5.75	3T12+3T10
			Travée	3.023	5.25	42	5.75	3T12+3T10
Etage courant	Principale	30x35	Appuis	5.999	5.25	63	6.79	6T12
			Travée	4.32	5.25	42	5.75	3T12+3T10
	secondaire	30x35	Appuis	5.057	5.25	63	5.75	3T12+3T10
			Travée	4.878	5.25	42	5.75	3T12+3T10
terrasse	Principale	30x35	Appuis	6.681	5.25	63	6.79	6T12
			Travée	4.125	5.25	42	5.75	3T12+3T10
	secondaire	30x35	Appuis	3.023	5.25	63	5.75	3T12+3T10
			Travée	3.842	5,25	42	5.75	3T12+3T10

-Longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40\phi_L$$

- $\phi = 10\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.0 = 40\text{ cm}$, on adopte $L_r = 45\text{ cm}$.

- $\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48\text{ cm}$, on adopte $L_r = 50\text{ cm}$.

- $\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56\text{ cm}$, on adopte $L_r = 60\text{ cm}$.

- $\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64\text{ cm}$, on adopte $L_r = 70\text{ cm}$

V.3.2.2. Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{cm}$$

BAEL91 (Article H.III.3)

-Poutres principales :

$$\phi \leq \min\left(1; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1; 1; 3) \text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

-Poutres secondaires :

$$\phi \leq \min\left(1; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.; 1; 3) \text{cm}$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

V.3.2.3. Calcul des espacements des armatures transversales :**a-Selon le BAEL91 (Article H.III.3) :**

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$, avec:

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_{t1} \leq 104,66 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 28,35 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 40 \text{ cm}$$

b-Selon RPA99 :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{On adopte un espacement de 15 cm en zone courante.}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right) \Rightarrow S_t = \min(8.75; 14.4) = 8.75 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 8 cm en zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 70 \text{ cm}$.

-Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t > 0,003 \times S_t \times b.$$

$$(A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2) < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

V.3.3. Vérifications :**V.3.3.1. Les contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Tableau V.3.2 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (MN) SAP2000	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	0.139	1.47	3.25	Vérifiée
Secondaires	0.060	0.063	3.25	Vérifiée

V.3.3.2. Les armatures longitudinales au cisaillement :

$$\text{-en appuis de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{-en appuis intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3.3 : Vérification au cisaillement.

Poutres	V _u (MN) SAP2000	M _a (MN.m) SAP2000	A _L (cm)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	0.139	0.074	5.75	3.99	-3.5	Vérifiée
Secondaires	0.060	0.043	5.75	1.72	-2.63	Vérifiée

V.3.3.3. Vérification à l'ELS :

a- Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.3.4 : Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Localisation	M _{ser} (KNm) SAP2000	Y (cm)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	52.80	10,88	0.00107	5.36	Vérifier
	Travées	24.94	10,88	0.00107	2.53	Vérifier
Poutres secondaires	Appuis	31.29	10,88	0.00107	3.18	Vérifier
	Travées	25.167	10,88	0.00107	2.56	Vérifier

b- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Tableau V.3.5 : Vérification de la flèche pour les poutres.

	H cm	b cm	l(cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	35	30	425	5.75	0.082	0.035	0.0060	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier
PS	35	30	445	5.75	0.078	0.036	0.0060	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier

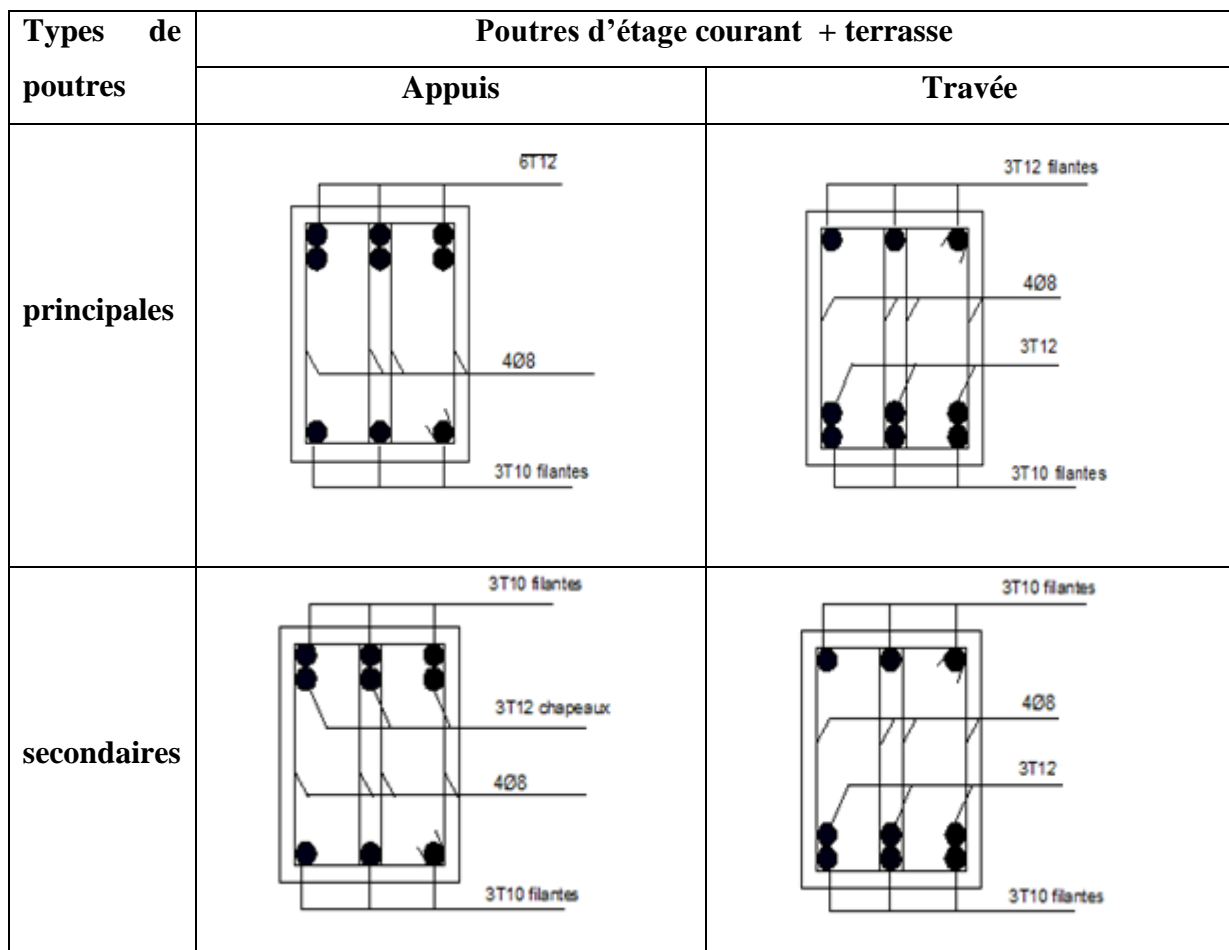
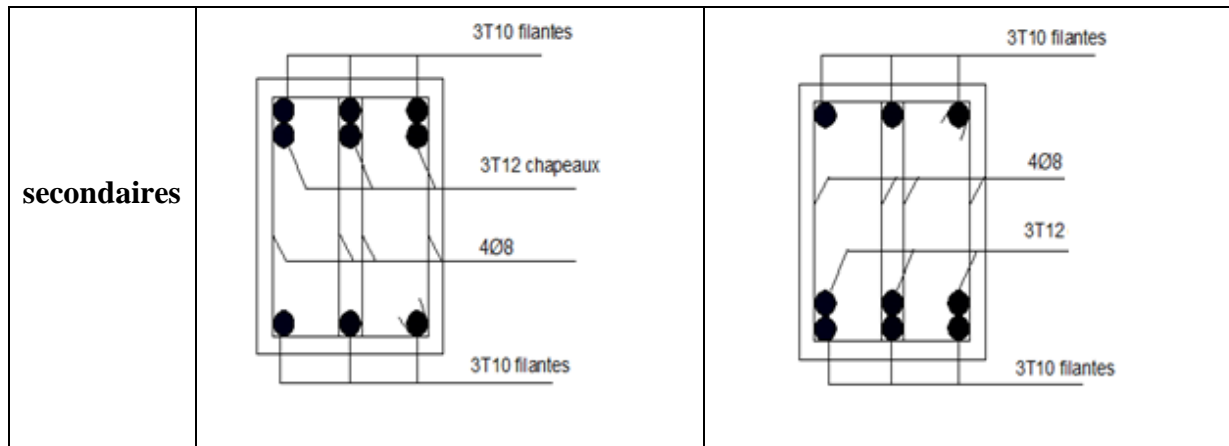
Les trois conditions précédentes sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.4.Schéma de ferrailage des Poutres :

Tableau V.3.6 : Schéma de ferrailage des poutres.

Types de poutres	Poutres d'étage commercial	
	Appuis	Travée
principales		
secondaires		

Types de poutres	Poutres d'étage bureaux	
	Appuis	Travée
principales		



Le schéma de la figure (V.4) montre le ferrailage des poutres principales étage commercial :

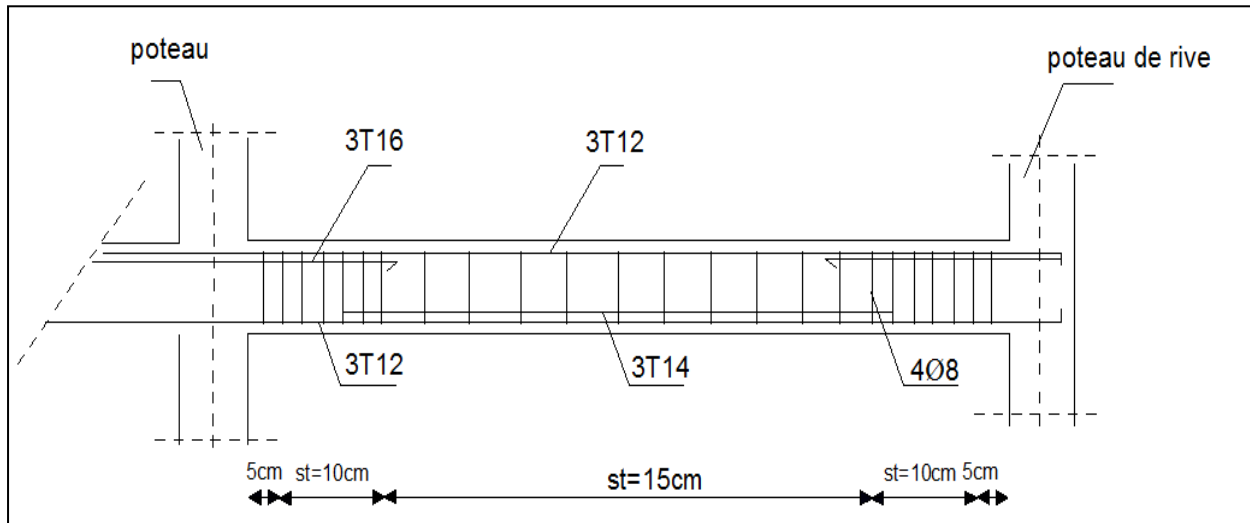


Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres principales étage commercial.

V. 3.5. Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03** (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au 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.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

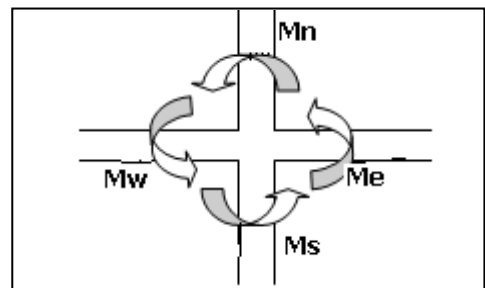


Figure V.5 : localisation des moments dans la zone nodale.

V.3.5.1. 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

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s}$ et $Z = 0.85 \times h$

a- Poteaux

Tableau V.3.7 : les moments résistant dans les poteaux.

Niveau	H(m)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RCD+Sous Sol	0,70	0,595	44.77	926,54
	0,65	0,425	20.11	297,28
1 ^{er} étage	0,65	0,552	40.24	772,61
	0,50	0,425	20.11	297,28
2 ^{ème} étage	0,65	0,552	40.24	772,61
3,4 ^{ème} étage	0,60	0,510	35.72	713,82
5,6 ^{ème} étage	0,55	0,467	28.65	465,37
7,8 ^{ème} étage	0,50	0,425	18.47	273,03
9 ^{ème} étage	0,45	0,382	15.21	202,09

b-Poutre

Tableau V.3.8 : les moments résistant dans les poutres.

Niveau	Type	Section (cm ²)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KNm)
Etage commercial	PP	30x35	0,29	9.42	95.01
	PS	30x35	0,29	5.75	58.00
Etage bureau	PP	30x35	0,29	5.75	58.00
	PS	30x35	0,29	5.75	58.00
Etage courant	PP	30x35	0,29	6.79	68.49
	PS	30x35	0,29	5.75	58.00
terrasse	PP	30x35	0,29	6.79	68.49
	PS	30x35	0,29	5.75	58.00

Le tableau qui suit résume la Vérification de la zone nodale dans différent étage :

V.3.5.2. Vérification des zones nodales

Tableau V.3.9 : Vérification de la zone nodale dans différent étage.

Niveau	Plan	M_w	M_e	$1.25(M_w + M_e)$	M_n	M_s	$M_n + M_s$	Obsrv
RCD+Sous Sol	PP	95.01	95.01	237.53	926,54	926,54	1853,08	Vérifier
	PS	58.00	58.00	145.00	926,54	926,54	1853,08	Vérifier
1^{er} étage	PP	58.00	58.00	145.00	772,61	926,54	1699,15	Vérifier
	PS	58.00	58.00	145.00	772,61	926,54	1699,15	Vérifier
2,3,4^{ème} étage	PP	68.49	68.49	171.22	713,82	772,61	1486,43	Vérifier
	PS	58.00	58.00	145.00	713,82	772,61	1486,43	Vérifier
5,6^{ème} étage	PP	68.49	68.49	171.22	465,37	713,82	1179,19	Vérifier
	PS	58.00	58.00	145.00	465,37	713,82	1179,19	Vérifier
7,8^{ème} étage	PP	68.49	68.49	171.22	273,03	465,37	738,4	Vérifier
	PS	58.00	58.00	145.00	273,03	465,37	738,4	Vérifier
9^{ème} étage	PP	68.49	68.49	171.22	202,09	273,03	475,12	Vérifier
	PS	58.00	58.00	145.00	202,09	273,03	475,12	Vérifier

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 agissantes dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé 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 d'armatures verticales et horizontales.

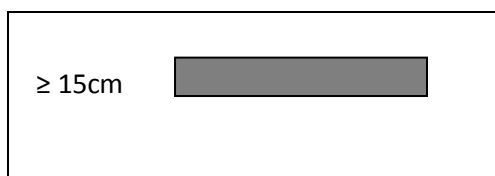


Figure V.6 : Voile simple.

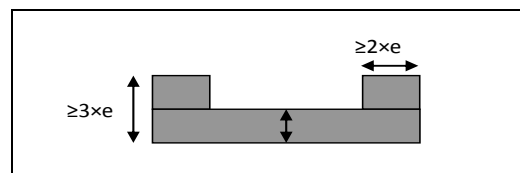


Figure V.7 : Voile composé.

Un voile est considéré comme une console encastree 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 :

V.4.2.1. Armatures verticales :

Sont destinés 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 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.

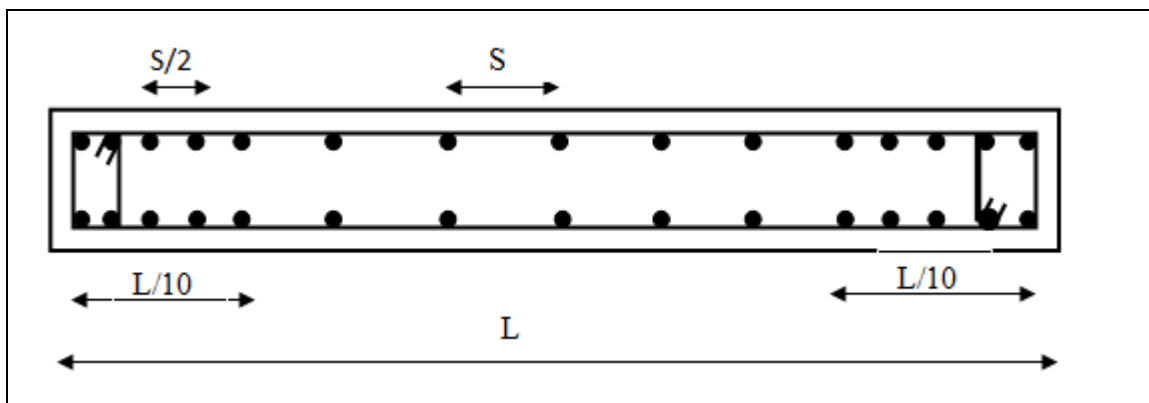


Figure V.8 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).

V.4.2.2. 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 10Ø.

V.4.2.3. Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

V.4.2.4. armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.5.2.5. 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) $\emptyset < a/10$ en zone courante.

V.5.2.6. Longueur de recouvrement :

$L_r = 40\emptyset$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\emptyset$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

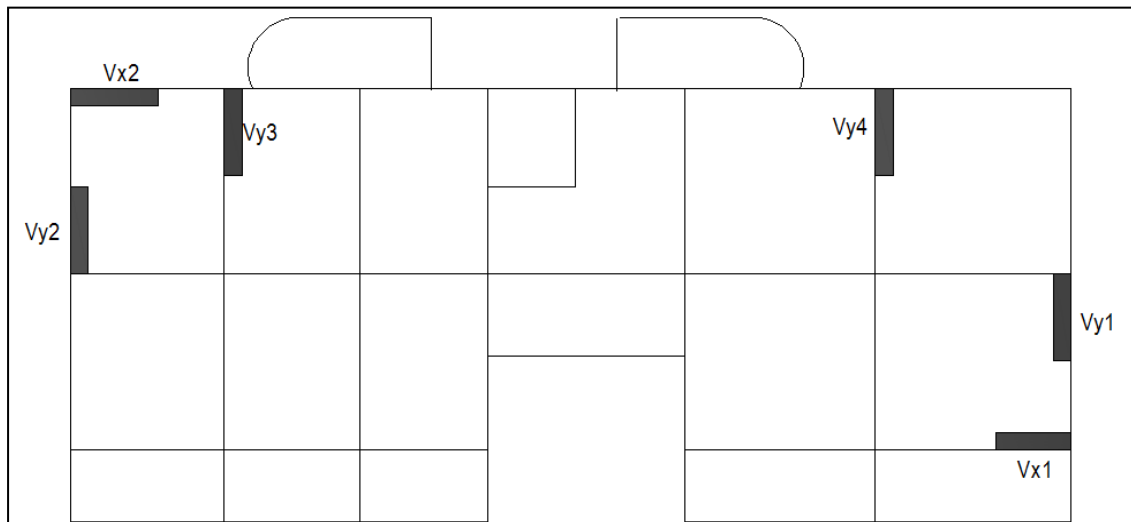
V.5.3. Disposition des voiles :

Figure V.9 : disposition des voiles.

V.4.4.Ferrailage des voiles :**V.4.4.1. Armatures verticales :**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e×L).

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du **RPA 99/V2003**

V.4.4.2. Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du **RPA 99**.

A_v^{\min} /voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$.

$A_v^{\text{calculé}}$ /face : Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}$ /face : Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

N^{bre} /face : Nombre de barres adoptées par face.

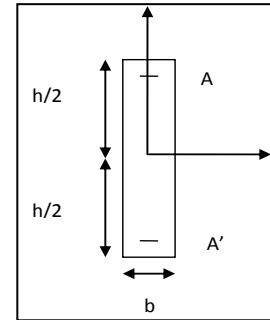
S_t : Espacement.

A_h^{\min} /face : section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times h$.

$A_h^{\text{calculé}}$ /face : section d'armatures horizontales calculées. ($A_{\text{adopté}}/4$).

$A_h^{\text{adopté}}$ / face : section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

N^{bre} /face : nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.



Les résultats de ferrailage des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

a-Voiles parallèles à xx'

Tableau V.4.1 : Ferrailage de voile Vx1.

Niveaux	Voile Vx1			
	SS+RDC+Etage1	Etage 2,3,4	Etage 5,6,7	Etage 8,9
L(m)	1.7	1.7	1.7	1.7
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	35.22	138.631	21.82	53.05
N (KN)	-688.29	-804.612	-579.23	-255.61
V(KN)	24.046	6.123	12.70	8.71
τ (MPa)	0.078	0.02	0.041	0.028
A_V^{\min}/face	5.1	5.1	5.1	5.1
$A_V^{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	10.51	14	8.71	4.60
$A_V^{\text{Adopter}}/\text{face m}^2)$	11.49	15.38	9.04	6.28
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6T14+2T12	10T14	8T12	8T10
S_t (cm)	24	21	28	28
$A_h^{\text{Calcul}}(\text{cm}^2)$	2.87	3.84	2.26	1.57
A_h^{\min} (cm ²)	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h^{Adopter} (cm ² /ml)	9.24	9.24	9.24	9.24
$N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$	6T14	6T14	6T14	6T14
S_t (cm)	15	15	15	15

Tableau V.4.2 : Ferrailage de voile Vx2.

Niveaux	Voile Vx2			
	SS+RDC+Etage1	Etage 2,3,4	Etage 5,6,7	Etage 8,9
L(m)	2	2	2	2
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	20.10	14.94	4.84	18.74
N (KN)	-575.30	-567.60	-374.66	-155.40
V(KN)	29.02	19.99	9.025	9.32
τ (MPa)	0.08	0.055	0.025	0.026
A_V^{\min}/face	6	6	6	6
$A_V^{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	8.57	8.38	5.46	2.51
$A_V^{\text{Adopter}}/\text{face m}^2)$	9.42	9.42	7.85	7.85
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	12T10	12T10	10.10	10T10
S_t (cm)	20	20	25	25
$A_h^{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	2.35	2.35	1.96	1.96
A_h^{\min}/face	9.18	9.18	9.18	9.18
$A_h^{\text{Adopter}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	9.24	9.24	9.24	9.24
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6T14	6T14	6T14	6T14
S_t (cm)	15	15	15	15

b-Voiles parallèles à yy'**Tableau V.4.3 : Ferrailage de voile Vy1.**

Niveaux	Voile Vy 1			
	SS+RDC+Etage1	Etage 2,3,4	Etage 5,6,7	Etage 8,9
L(m)	2.05	2.05	2.05	2.05
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	21.25	71	24.17	58.55
N (KN)	-848.23	-1033.68	-719.597	-342.12
V(KN)	4.44	44.57	16.80	15.38
τ (MPa)	0.012	0.12	0.045	0.041
A_V^{\min}/face	6.15	6.15	6.15	6.15
$A^V_{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	12.50	15.89	10.69	5.76
$A^V_{\text{Adopter}}/\text{face m}^2)$	13.95	16.03	11.30	7.85
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6T10+6T14	6T12+6T14	10T12	10T10
S_t (cm)	23	23	25	25
$A^h_{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	3.48	4.00	2.82	1.96
A_h^{\min}/face	9.18	9.18	9.18	9.18
$A^h_{\text{Adopter}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	9.24	9.24	9.24	9.24
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6T14	6T14	6T14	6T14
S_t (cm)	15	15	15	15

Tableau V.4.4 : Ferrailage de voile Vy2.

Niveaux	Voile Vy2			
	SS+RDC+Etage1	Etage 2,3,4	Etage 5,6,7	Etage 8,9
L(m)	2	2	2	2
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	82.90	7.04	107.58	73.97
N (KN)	-978.156	28.303	-477.105	-280.66
V(KN)	54.39	17.30	23.42	15.50
τ (MPa)	0.15	0.05	0.063	0.043
A_V^{\min}/face	6	6	6	6
$A^V_{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	15.29	0	8.45	5.13
$A^V_{\text{Adopter}}/\text{face m}^2)$	16.03	7.85	9.42	7.85
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6T12+6T14	10T10	12T10	10T10
S_t (cm)	20	25	20	25
$A^h_{\text{Calcul}}(\text{cm}^2)$	4.07	1.96	2.35	1.96
$A_h^{\min}(\text{cm}^2)$	9.18	9.18	9.18	9.18
$A^h_{\text{Adopter}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	9.24	9.24	9.24	9.24
$N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$	6T14	6T14	6T14	6T14
S_t (cm)	15	15	15	15

Tableau V.4.5 : Ferrailage de voile Vy3.

Niveaux	Voile Vy3			
	SS+RDC+Etage1	Etage 2,3,4	Etage 5,6,7	Etage 8,9
L(m)	2	2	2	2
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	100.20	7.85	15.09	8.48
N (KN)	-1104.98	-1114.19	-724.13	-321.72
V(KN)	88.86	92.69	34.60	28.87
τ (MPa)	0.22	0.23	0.085	0.071
A_V^{\min}/face	6.75	6.75	6.75	6.75
$A_V^{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	17.20	16.20	10.61	4.61
$A_V^{\text{Adopter}}/\text{face m}^2)$	19.09	16.83	10.99	9.42
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	8T14+6T12	8T14+4T12	14T10	12T10
S_t (cm)	20	25	20	25
$A_h^{\text{Calcul}}(\text{cm}^2)$	4.77	2.21	2.74	2.35
A_h^{\min} (cm ²)	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h^{Adopter} (cm ² /ml)	9.24	9.24	9.24	9.24
$N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$	6T14	6T14	6T14	6T14
S_t (cm)	15	15	15	15

Tableau V.4.6 : Ferrailage de voile Vy4.

Niveaux	Voile Vy4			
	SS+RDC+Etage1	Etage 2,3,4	Etage 5,6,7	Etage 8,9
L(m)	2.25	2.25	2.25	2.25
e(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
M (KN.m)	135.45	276.7	5.40	22.18
N (KN)	-1376.084	-1382.95	-914.247	-416.036
V(KN)	120.39	99.91	45.77	45.52
τ (MPa)	0.30	0.24	0.12	0.11
A_V^{\min}/face	6.75	6.75	6.75	6.75
$A_V^{\text{Calcul}}/\text{face}(\text{cm}^2)$	21.56	23.51	13.21	6.27
$A_V^{\text{Adopter}}/\text{face m}^2)$	23.80	24.63	13.95	9.42
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	14T14+2T12	16T14	6T14+6T10	12T10
S_t (cm)	18	18	25	25
$A_h^{\text{Calcul}}(\text{cm}^2)$	5.95	6.17	3.48	2.35
A_h^{\min} (cm ²)	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h^{Adopter} (cm ² /ml)	9.24	9.24	9.24	9.24
$N^{\text{barre}}/\text{face/ml}$	6T14	6T14	6T14	6T14
S_t (cm)	15	15	15	15

V.4.5. Vérification à l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2. du RPA 99

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} .$$

D'après les résultats obtenues $V_{max} = 120.39 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

$$\tau = 1.4 \frac{120.39 * 10^{-3}}{0.2 * 2.025} = 0.42 \text{ MPa}$$

τ : inclus dans les tableaux précédent $\rightarrow \tau < \tau_{adm}$ donc la condition est vérifiée

V.4.6 .Exemples de schémas de ferrailage (Voile V_{Y4}) :

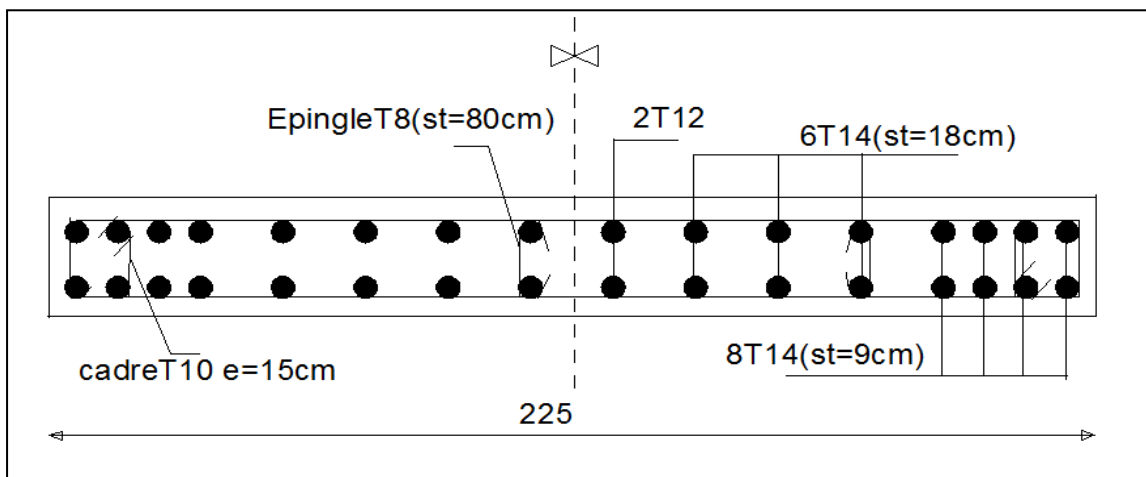


Figure V.10 : Schéma de ferrailage du voile V_{y4} .

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 ferrillages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrillages obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000 version 14) ainsi que le ferrillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes (le RPA99/Version 2003) qui 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 charges 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, l'importance de l'ouvrage, La distance entre axes des poteaux, la profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2 m, du niveau de base, et la contrainte admissible est de 1.5bars.

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 :

$$1)G+Q\pm E; \quad 2)0.8\times G\pm E$$

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 2000V14**.
- S : surface d'appui de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

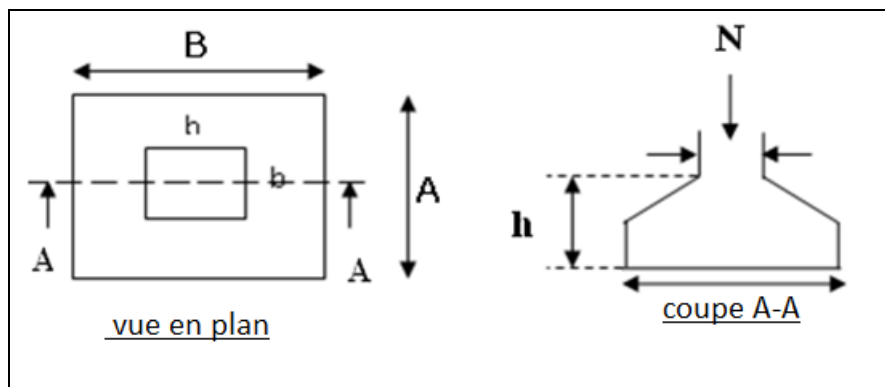


Figure VI.1 : Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($b \times h$), donc $S = bxh$.

$$N = 2659.627 \text{KN}, \quad \overline{\sigma_{sol}} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \dots\dots\dots(1)$$

Semelle à poteau homothétique :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \Rightarrow A = \frac{b}{h} B \dots\dots\dots(2)$$

On remplace (2) dans (1)

$$\frac{b}{h} B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h \times N}{b \times \overline{\sigma_{sol}}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{700 \times 2059.816 \times 10^3}{650 \times 0.15}} \Rightarrow B \geq 3.84 \text{m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens x-x' varie entre 2.9m et 4.5m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on 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. Les semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de sept poteaux,

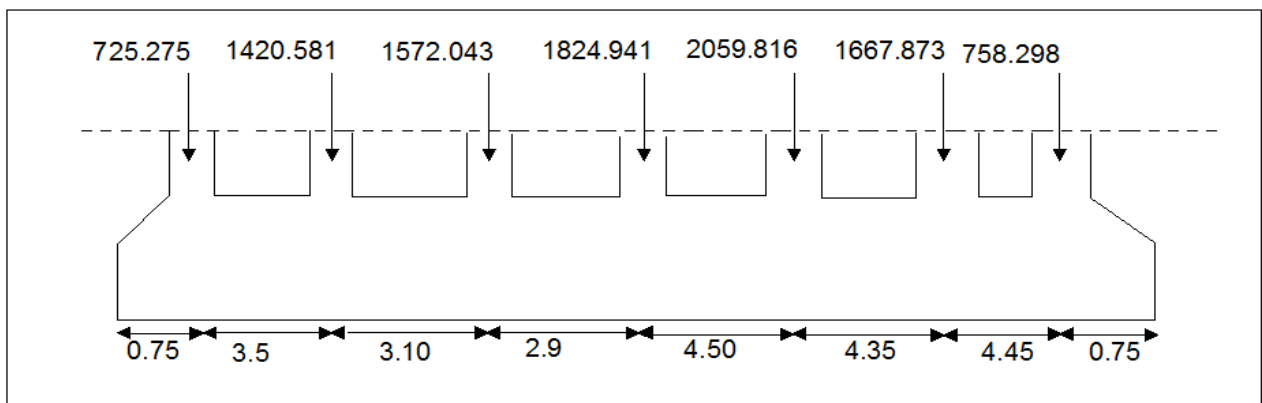


Figure VI.2 : Semelle filante.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$$N_1 = 725.275 \text{ KN}, \quad N_2 = 1420.581 \text{KN}, \quad N_3 = 1572.043 \text{ KN}, \quad N_4 = 1824.941 \text{KN}$$

$$N_5 = 2059.816 \text{KN}, \quad N_6 = 1667.873 \text{KN}, \quad N_7 = 758.298 \text{KN}$$

$$\sum N_i = 10028.827 \text{KN}.$$

$$N_s = 7 \times 200 \Rightarrow N_s = 1400 \text{KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 11428.826 \text{KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{11428.826}{150 \times 24.3} = 3.13 \text{m}$$

Vue la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Se choix ne convient pas.

VI.4.3. Le Radier général :

VI.4.3. 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).

On opte pour un radier dans les cas suivants :

- 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.

VI.4.3. 2. Pré dimensionnement :

- **La Condition de coffrage :**

$L_{max}=4.5m$: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

-Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} \Rightarrow h_t \geq 45cm; \text{ Soit } h_t = 60cm$$

-Dalle :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{450}{20} \Rightarrow h_r \geq 22.5cm; \text{ On prend } h_r = 30cm.$$

- **Vérification de condition de rigidité :**

$$\begin{cases} L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 MPa$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc $K=4 \times 10^4 KN/m^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$\text{On a } \begin{cases} ht = 60cm \\ I = 0.018m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 2.76m \\ L_{max} = 4.5m > \frac{\pi}{2} \times Le = 4.33m \end{cases} \quad \text{Non vérifie}$$

On redimensionne les nervures avec $h_t=90cm$:

$$\text{Tel que } \begin{cases} ht = 90cm \\ I = 0.06m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Le = 3.73m \\ L_{max} = 4.5m < \frac{\pi}{2} \times Le = 5.85m \end{cases} \quad \text{C'est vérifie}$$

Donc on opte pour $ht=90cm$.

-La surface du radier :

$$\frac{N'}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N'}{\sigma_{sol}} = \frac{37681.76}{150} \Rightarrow S_{rad} \geq 251.21m^2$$

$N' = N + P$

Avec :

$P = \gamma_b \times h_f \times S_{rad} = 2009.7 \text{KN}$ (p : le poids propre de radier).

$N = 35672.062 \text{KN}$: est charge totale transmise par la superstructure tiré à partir de **SAP2000**.

$N' = 35672.062 + 2009.7 \Rightarrow N' = 37681.76 \text{KN}$

Avec La surface du bâtiment : $S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 23.1 \times 11.6 \Rightarrow S_{bat} = 267.96m^2$

$S_{rad} < S_{bat} \Rightarrow$ Le radier sans débord

On opte pour un radier de $S_{rad} = 267.96m^2$

VI.4.3. 3. Vérifications nécessaires :

1- Vérification au poinçonnement :

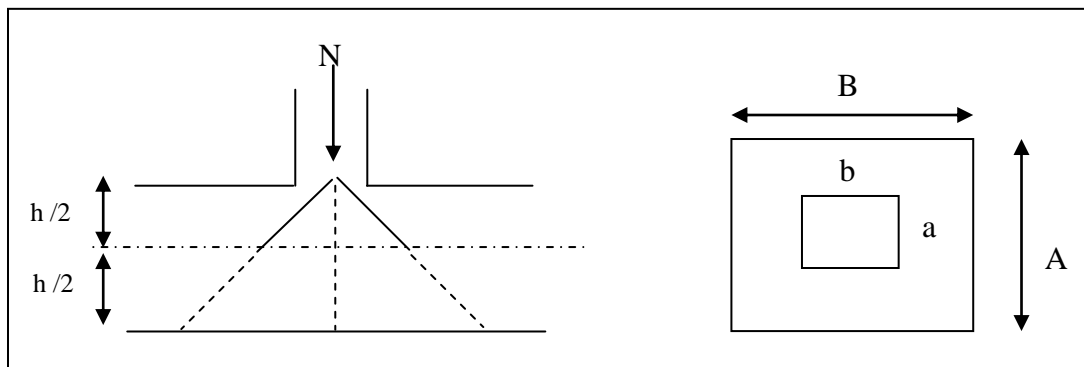


Figure VI.3 : Zone de contact poteau radier.

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : c'est l'épaisseur total de la dalle.

$h_t = 90 \text{cm.}$

$\mu_c = (a + b + 2ht) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times (0.65 + 0.70 + 2 \times 0.9) \Rightarrow \mu_c = 6.3 \text{m.}$

$N_u = 2659.627 \text{KN} < 0.045 \times 6.3 \times 0.9 \times (25/1.5) = 4252.50 \text{KN} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$

2-Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

$$Vu = \frac{N' \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow Vu = \frac{37681.76 \times 4.5 \times 1}{2 \times 267.96} = 316.41 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.30 = 0.27 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{316.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.17 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié}$$

3-Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programme **Socotec** on a :

$$I_y = 11915.51 \text{ m}^4, Y_G = 5.8 \text{ m.}$$

$$I_x = 3004.7248 \text{ m}^4, X_G = 11.55 \text{ m.}$$

Avec :

σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

-Sens X-X : $N' = 37681.76 \text{ KN}$ et $M_x = 30676.96 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.147 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 0.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

Sens Y-Y : $N' = 37681.76\text{KN}$; $M_y = 12543.297\text{KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N'}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\max} = 0.152\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N'}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G \Rightarrow \sigma_{\min} = 0.128\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.146\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 0.15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

4- 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 : $e = \frac{30676.91}{37681.76} \Rightarrow e = 0.81\text{m} < \frac{23.1}{4} = 5.77\text{m} \dots\dots\dots$ Vérifier
- Dans le sens Y-Y : $e = \frac{12543.297}{37681.76} \Rightarrow e = 0.33\text{m} < \frac{11.6}{4} = 2.9\text{m} \dots\dots\dots$ Vérifier

Donc il n'y a pas risque de renversement.

5- Vérification de la poussé hydrostatique :

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 35672.062\text{KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure).

$H = 3.96\text{ m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} := 267.96\text{m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10\text{ KN/m}^3$ (poids volumique)

On trouve :

$N = 35672.062 \geq 1.5 \times 3.96 \times 267.96 \times 10 = 15916.824\text{KN} \dots\dots$ La condition est vérifiée.

Le bâtiment est stable vis-à-vis de l'arrivé de l'eau.

VI.4.3. 4. Le Ferrailage :

1- La dalle du radier :

La radier 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, le panneau est de dimension :

$$L_x = 3.6\text{m}; L_y = 3.8\text{m}.$$

a-Calcul des sollicitations :• **l'É.L.U :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{51706.019}{267.96} \Rightarrow q_u = 192.96 \text{ KN} / \text{m}^2$$

N_u : Effort normal a l'ELU (avec le poids du radier).

Avec :

$$N_u = 48992.924 + (1.35 \times 2009.7) = 51706.019 \text{ KN}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.94 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.8661 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 104.78 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 90.74 \text{ KNm}$$

En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 89.06 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 77.13 \text{ KNm}$$

En appui :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 52.39 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 45.37 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$.

b-Condition de non fragilité :

On calcule A_{\min} : On a des HA $f_e E400$ $\rho_0 = 0.0008 \text{ cm}$; $h_r = 30 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\rho = 0.94$

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 2.47 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 2.40 \text{ cm}^2 \end{cases} \end{cases}$$

c- Calcul à l'ELU

Le tableau suivant résume le ferrailage adopté pour le radier:

Tableau VI.4.1: Résumé des résultats de ferrailage de radier.

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	89.06	9.92	2.47	5T16=10.05	20
	Appui	52.39	5.72	2.47	5T14=7.7	20
Sens y-y	Travée	77.13	8.54	2.40	5T16=10.05	20
	Appui	45.37	4.94	2.40	5T12=5.65	20

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 249.40 \text{ KN} \\ V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 231.55 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow V_{\max} = 249.40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{249.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} \Rightarrow \tau_u = 0.92 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

d- Vérification à l'E.L.S :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$q_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{37681.76}{267.96} \Rightarrow q_s = 140.62 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \rho > 0.4. \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4.2 : vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	A _{adop} (cm ² /ml)	σ _{bc} (MPa)	observation	σ _s (MPa)	Observation
x-x	M _t	76.06	10.05	8.14	Vérifiée	309.49	Non vérifiée
	M _a	44.74	7.7	5.30	Vérifiée	234.96	Non vérifiée
y-y	M _t	69.11	10.05	7.39	Vérifiée	281.21	Non vérifiée
	M _a	40.65	5.65	5.44	Vérifiée	287.68	Non vérifiée

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans le sens x-x' et dans le sens y-y' n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.4.3 : vérification des contraintes de radier.

Sens	M^{mts}	Valeurs (KNm)	A_{adop} (cm ²)	Choix /ml	St (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	76.06	24.54	5T25	20	5.97	15	132.63	201.63
	M_a	44.74	10.05	5T16	20	4.79	15	182.05	201.63
y-y	M_t	69.11	15.71	5T20	20	6.28	15	183.68	201.63
	M_a	40.65	10.05	5T16	20	4.35	15	165.41	201.63

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

e-Espacement des armatures

Armatures // L_x : $S_t=20\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$ C'est vérifiée

Armatures // L_y : $S_t=20\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$ C'est vérifiée

f-Schéma de ferrailage de radier

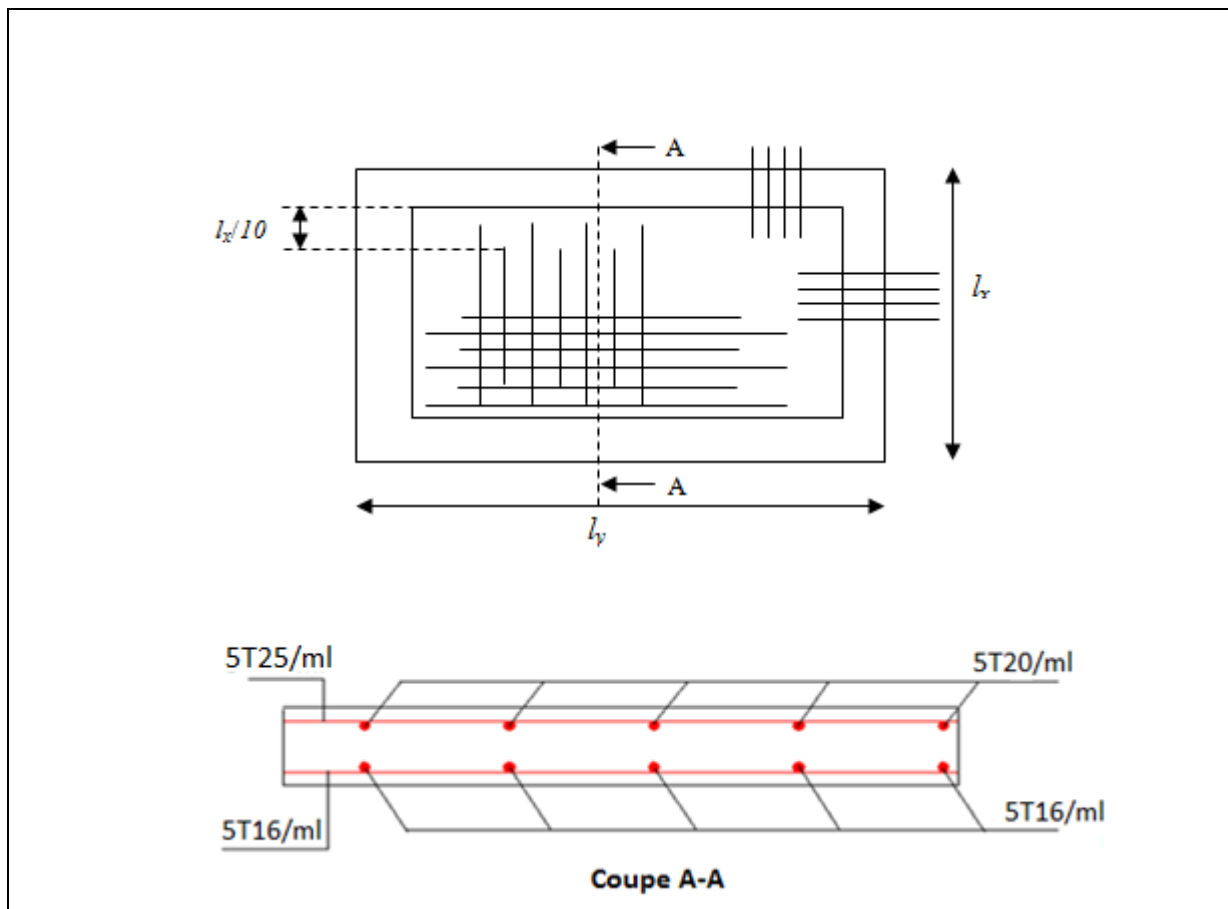


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de radier.

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 :

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 192,96 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 140,62 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives :

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

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$

- Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right); \quad M_0(x) = \frac{q_u \times x}{2} (1-x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u \times l};$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

-Sens transversal (x-x) :

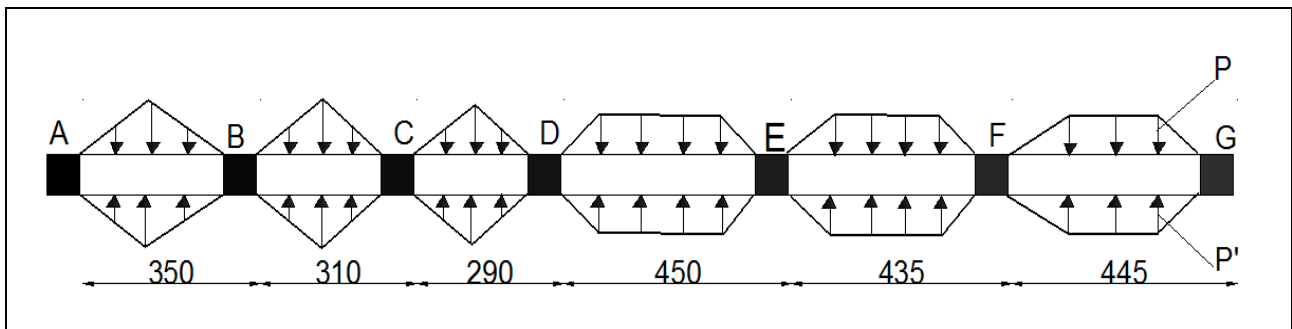


Figure VI.5 : Charges transmises aux nervures principales de radier.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4.4 : Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens(x-x).

Travée	l(m)	l'(m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	3.5	3.5	450.24	103.41	499.44	2.33	265.80
B-C	3.10	2.48	398.78	499.44	263.26	1.15	346.99
C-D	2.9	2.32	373.05	263.26	589.74	2.03	392.91
D-E	4.5	3.6	536.21	589.74	847.96	2.55	537.63
E-F	4.35	3.48	617.23	847.96	769.53	2.08	549.67
F-G	4.45	4.45	293.43	769.53	108.95	1.46	222.52

-Sens longitudinal (y-y) :

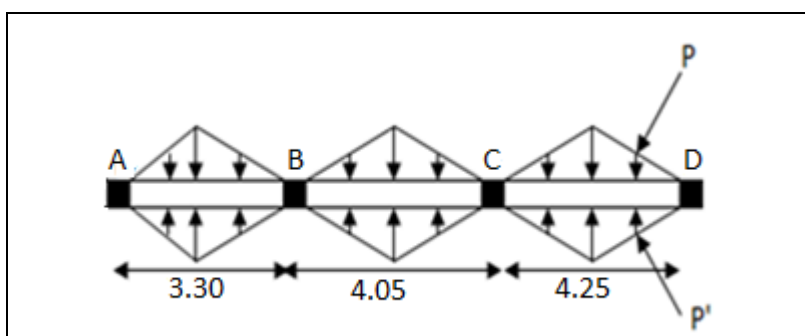


Figure VI.6 : Charges transmises aux nervures secondaires de radier.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens (y-y).

Travée	l(m)	l'(m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	3.30	3.30	424.51	86.68	517.95	2.33	290.13
B-C	4.05	3.24	520.99	517.95	937.55	2.56	669.73
C-D	4.25	4.25	546.72	937.55	185.16	1.20	462.97

b-Ferraillage :

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=90\text{cm}$; $h_0=30\text{cm}$; $b_0=60\text{cm}$; $d=81\text{cm}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{380}{10}; \frac{360}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(38; 180)$$

Soit : $b_1 = 35\text{cm}$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 130\text{cm}$

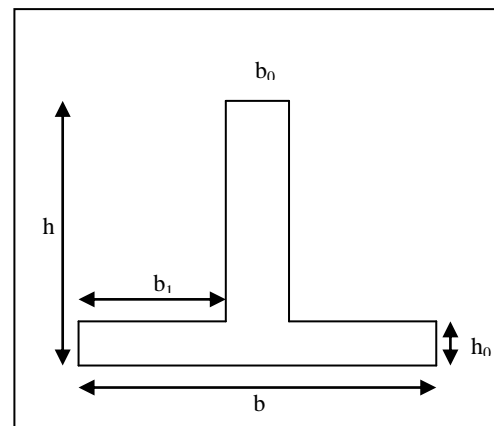


Figure VI.7. Section à ferrailer.

Tableau VI.4.6 : Résumé des résultats de ferr

Sens	Localisation	M _u (KNm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
X-X	Travée	549.67	19.99	5.87	8T25=39.27
	Appui	847.96	31.27	5.87	4T32+4T25=51.80
Y-Y	Travée	669.73	24.49	5.87	8T25=39.27
	Appui	937.55	34.72	5.87	6T32+2T25=58.07

Remarque : le ferraillage adopté est supérieur à la section d'acier calculée, et cela pour satisfaire à la condition $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$.

c-Vérification de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 436.18 \text{ KN} \quad ; \quad V_y = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 623.65 \text{ KN}$$

$$V = \max(V_x, V_y) = 623.65 \text{ KN} \quad ; \quad \tau = \frac{V}{b \times d} = 0.59 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

d-Vérification à l'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

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

- **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable, donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times fe; (110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4.7 : Vérification des contraintes dans l'acier et dans le béton.

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	432.66	22.94	2227106.67	4.45	169.189	Vérifiée
	M_a	617.94	25.70	2715627.79	5.84	188.75	Vérifiée
y-y	M_t	511.59	22.94	2227106.67	5.26	200.05	Vérifiée
	M_a	683.23	26.92	2937701.99	6.26	188.66	Vérifiée

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

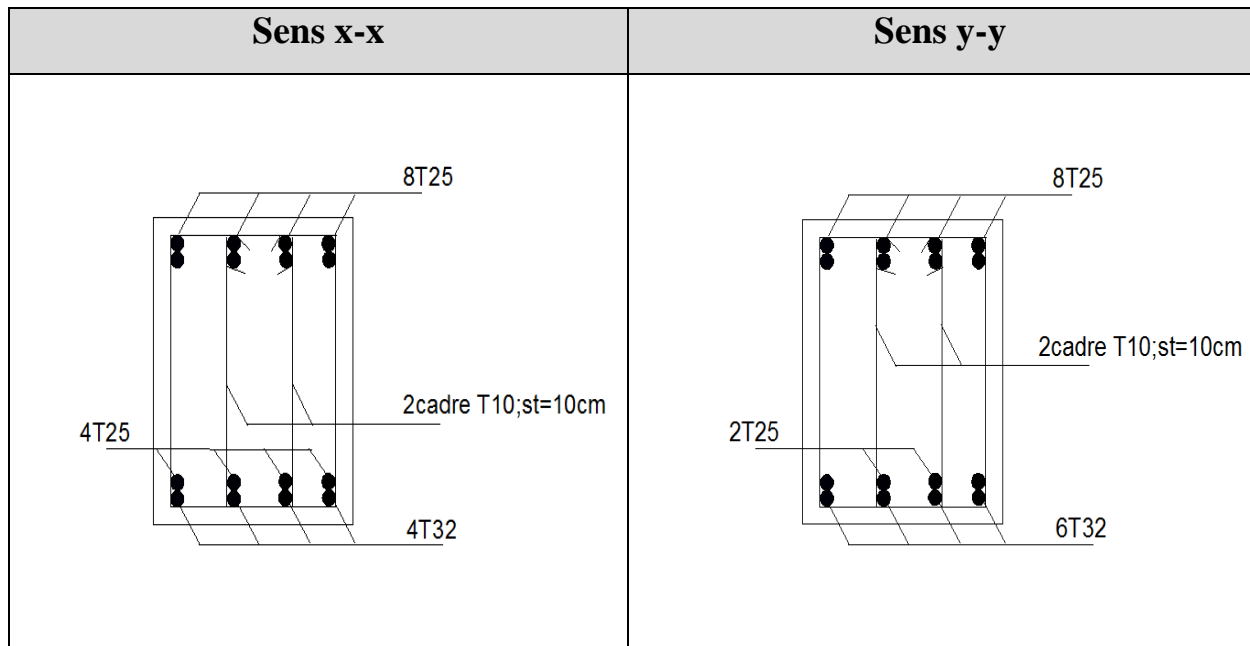
- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.57; 6; 3.2) = 2.57 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l\min}\right) \Rightarrow St \leq \min(22.5; 12; 20)$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

e-Schéma de ferrailage des nervures :**Figure VI.8:** Ferrailage des nervures de fondation.**VI.5. Voiles périphériques :**

Selon l'**RPA 99**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de **15 cm**.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.1. Caractéristiques des voiles :

- Hauteur : $h=3.06$ m.
- Epaisseur : $e=20$ cm.

VI.5.2. Caractéristiques du sol :

Le sol qui entoure le voile périphérique aux caractéristiques est les suivantes :

- Poids spécifique : $\gamma = 20.1$ KN / m^3
- Angle de frottement : $\varphi = 24^\circ$
- Cohésion : $C=0.31$ KN/ m^2

VI.5.3. Méthode de calcul :

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2 .

VI.5.4. Sollicitations :**1. Poussée des terres :**

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\Rightarrow G = 20.1 \times 3 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{24}{2}\right) - 2 \times 0.31 \times \text{tg}\left(\frac{180}{4} - \frac{24}{2}\right) = 25.02 \text{ KN/m}^2$$

2. Charge due à la surcharge :

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{24}{2}\right) = 4.21 \text{ KN/m}^2$$

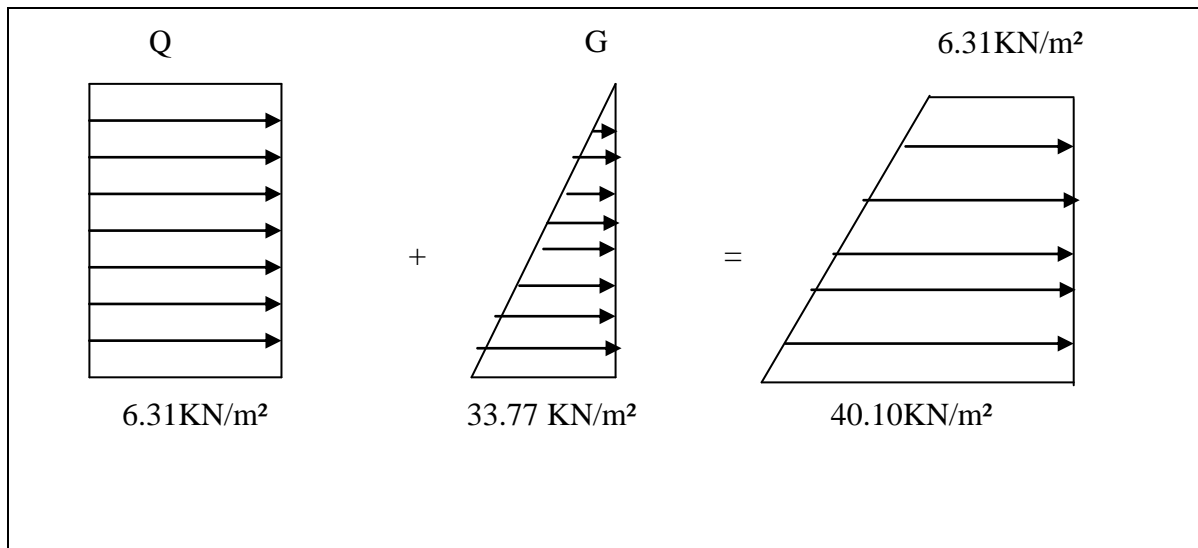
VI.5.5. Ferrailage :**1. Calcul à l'ELU :**

Figure VI.9 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x=3\text{m.} \\ L_y=4.20\text{m.} \\ e=20\text{cm.} \end{cases}$$

$$P_S=1.35G+1.5Q=40.10\text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{ml} = \frac{3 \times 40.1 + 6.31}{4} \times 1 = 31.64\text{KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.71 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0671 \times 31.64 \times 3^2 = 19.107\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.4471 \times 19.10 = 8.54\text{KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 16.23\text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times M_y = 6.40\text{KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -9.55\text{KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5.1: Ferrailage du voile périphérique

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
travée	x-x	16.23	0.035	0.045	0.176	2.64	2	5T10=3.93
	y-y	6.40	0.0139	0.0175	0.178	1.03	2	5T10=3.93
Appui		9.55	0.020	0.026	0.178	1.54	2	5T10=3.93

Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Soit : $St=20\text{cm}$

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

Soit : $St=20\text{cm}$

Vérifications Effort tranchant : (Fissurations nuisibles)

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5MPa.$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 31.64KN.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 23.35KN.$$

$$\tau_{ux} = \frac{31.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.175MPa < 2.5MPa \quad \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

$$\tau_{uy} = \frac{23.35 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.129 < 2.5MPa \quad \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

2. Calcul à l'ELS :

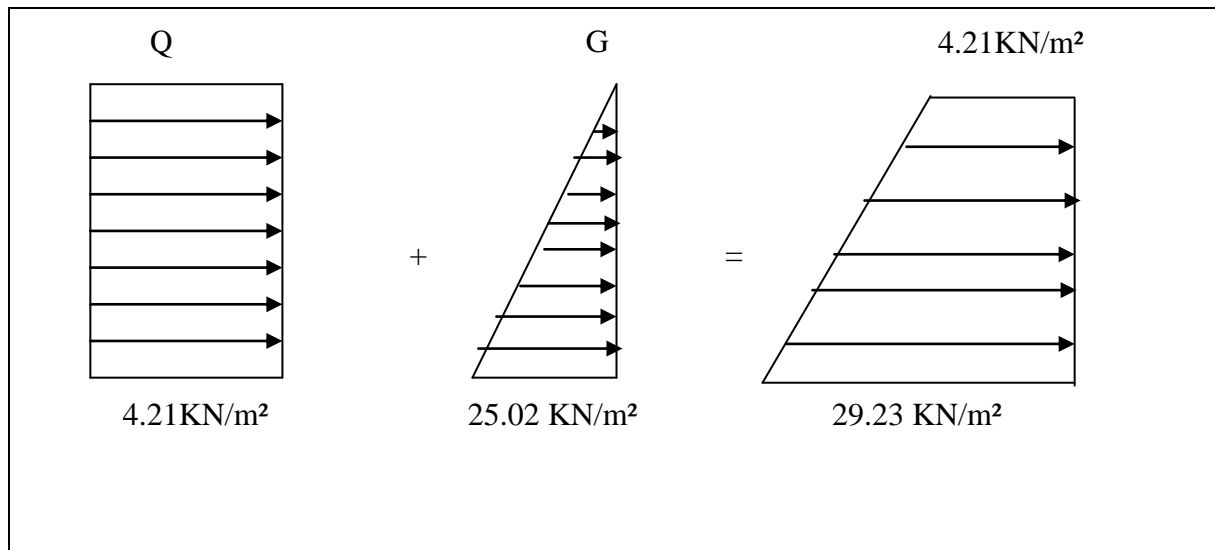


Figure VI.10 : Diagramme des contraintes à l'ELS.

$$P_s = G + Q = 29.23 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 22.97 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.5940 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0731 \times 22.97 \times 3^2 = 15.11 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.5940 \times 15.11 = 8.978 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 12.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times M_y = 6.73 \text{ KN.m}$$

Moments en appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_x = -7.55 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5.2 : Résumé des résultats de vérification des contraintes.

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	Observation
travée	x-x	10.84	3.93	4.05	13686.15	3.20	165.73	Vérifier
	y-y	6.73	3.93	4.05	13686.15	2	102.89	Vérifier
Appui		7.55	3.93	4.05	13686.15	2.23	115.43	Vérifier

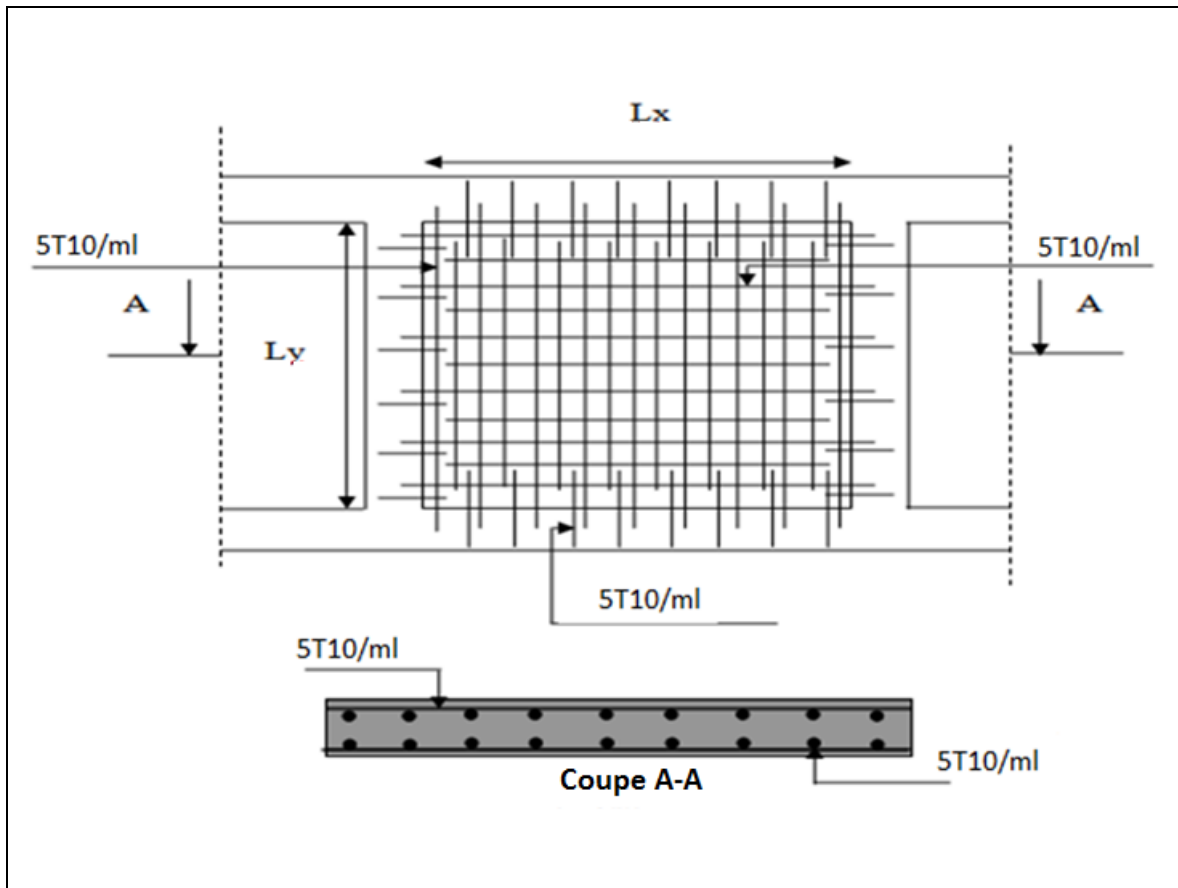


Figure VI.11 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

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 des fondations sur radier général ayant les dimensions suivantes :

Epaisseur du radier ; 30cm

Sections des nervures ; $(b \times h) = (60 \times 90) \text{ cm}^2$.

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.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
- 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.
- Les sections des poteaux choisies au chapitre pré- dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- 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).
- A fin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux courts ; ces derniers ont été ferrillés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal.
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux avant les poutres, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- 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.
- Afin d'aboutir à une structure antisismique proprement dit, une connaissance parfaite de l'utilisation de logiciel de modélisation est obligatoire, ainsi qu'un contrôle de matériaux de construction utilisés et surtout un suivi rigoureux doivent être menés au cours des différentes étapes de réalisation de projet.

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

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version 2003).
- Document technique règlementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- Cahiers de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Annexe 1

$a = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.8$$

u/Lx v/Ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045
Valeur de M₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027

Annexe 3

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

**Ets. BOUIDGHAGHEN Ayad****Laboratoire de Contrôle Qualité Sols, Bétons et Bitumes -****Entreprise de Contrôle Technique Constructions****RN 26 Faubourg de la Gare Akbou****Tél: 0551 01 01 12****-Décision ministérielle N° : 008 du 30/05/2012-****CLIENT : SARL SO.G.CO.B****PROJET : Construction de 100 Logements LPA A BEJAIA****LIEU : SIDI BOUDRAHEM -BEJAIA-*****-ETUDE DE SOL-*****« Rapport Préliminaire »**

Le site destiné pour la construction de logements promotionnels, projeté à SIDI BOUDRAHEM, wilaya de BEJAIA est situé sur un Terrain incliné.

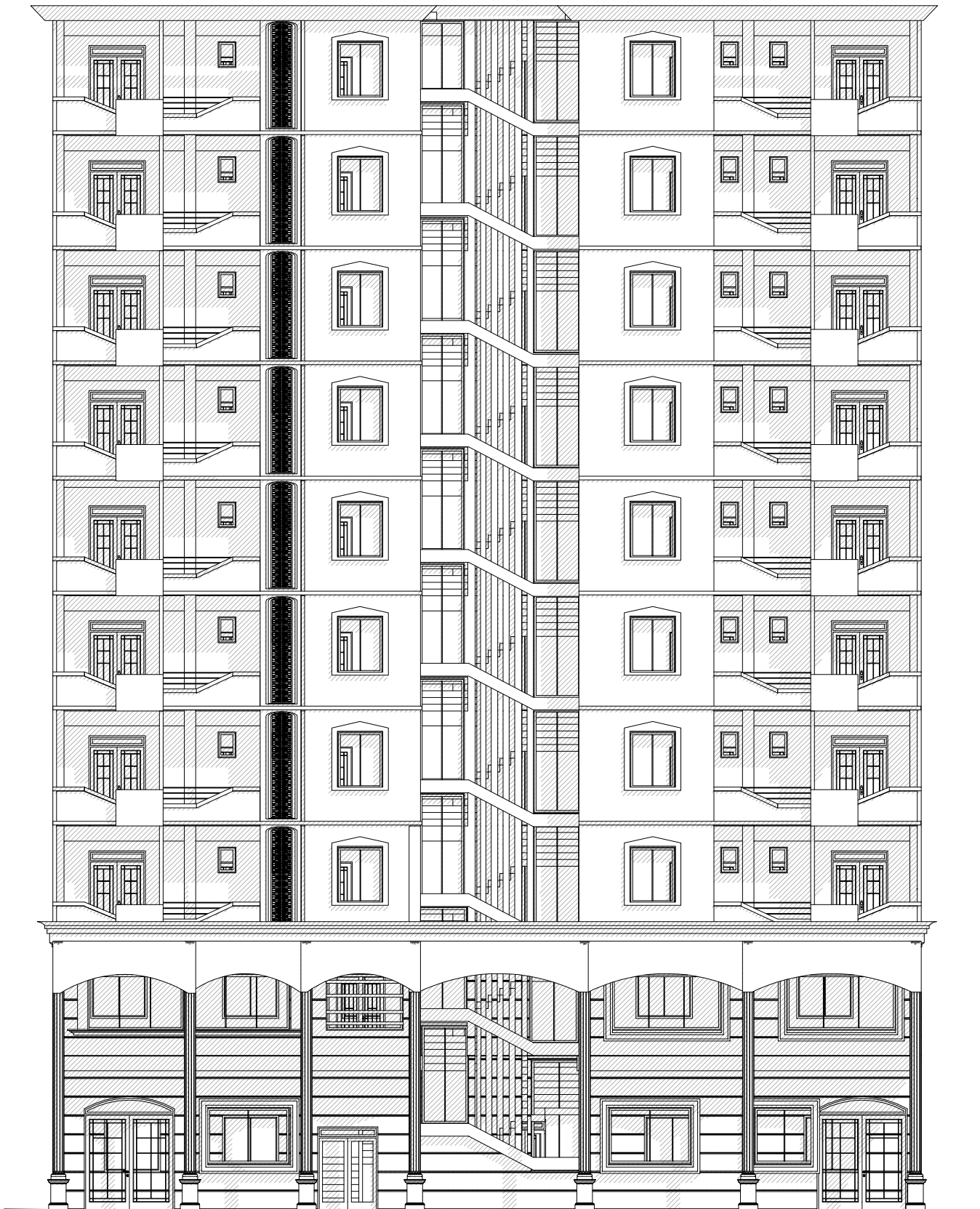
Afin de donner un aperçu sur la qualité de sol et les données à prendre en compte dans le calcul des fondations, nous avons exploité les résultats des essais in situ tel que les sondages Pénétrométriques et les sondages carottés.

D'après ces résultats ainsi que les observations visuelles sur le site, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

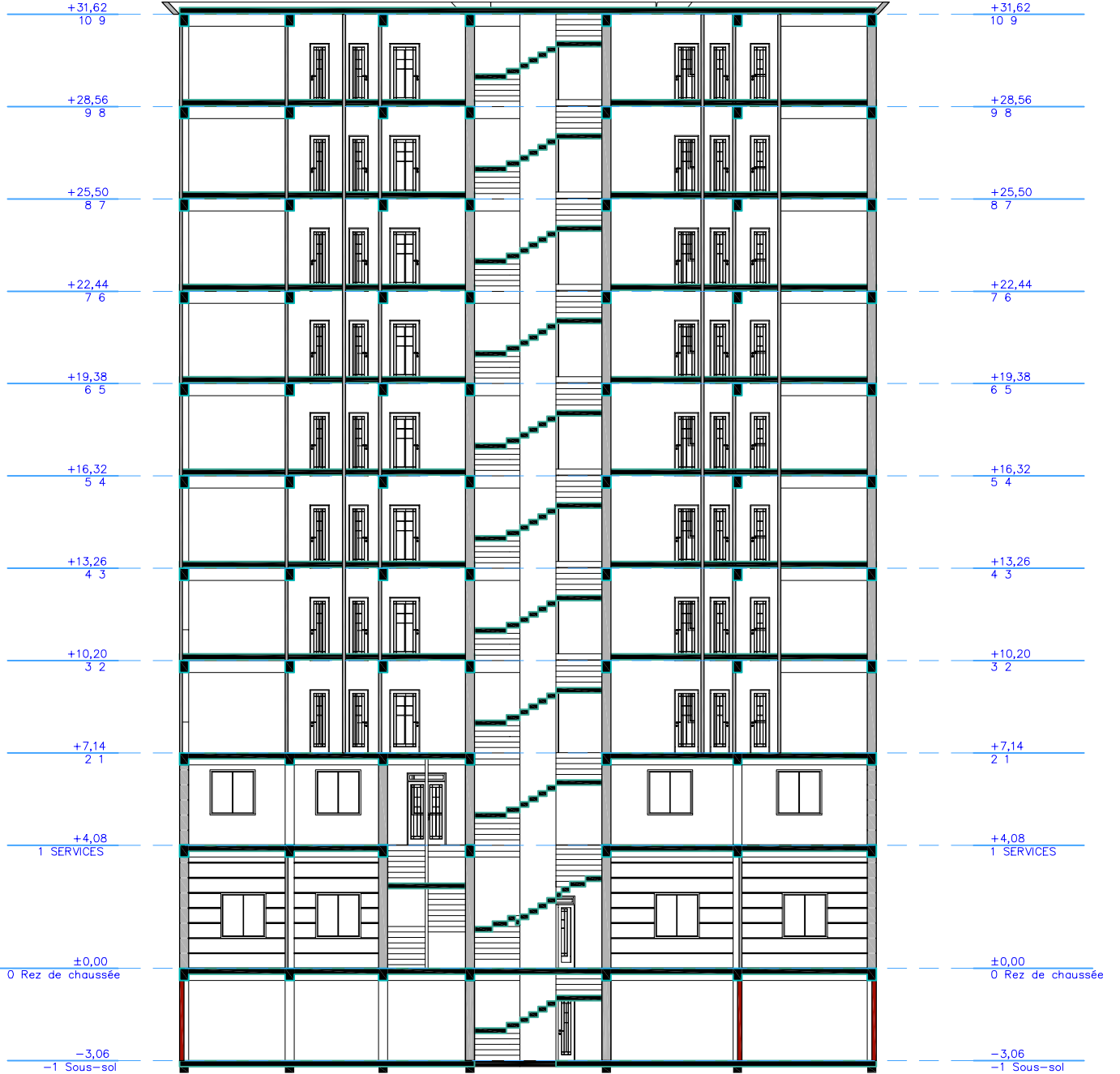
1. Les sondages Pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol ainsi que sa compacité. L'analyse des Pénétrographes à enregistrée des résistances de pointes faibles à moyennes en subsurface ;
2. Au vu de la nature géologique du site ainsi que les résultats des essais in situ, nous vous recommandons des fondations superficielles, ancrées à partir de **2.00m** de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel et de prendre comme contrainte admissible **Qadm= 1.5 Bars** ;
3. Le site est situé sur un terrain incliné, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage ;
4. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
5. Un pompage d'eau doit être permanent lors des travaux d'infrastructure ;
6. Selon les recommandations du CGS, la région de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité **IIa**. Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

Le rapport détaillé sera remis ultérieurement.

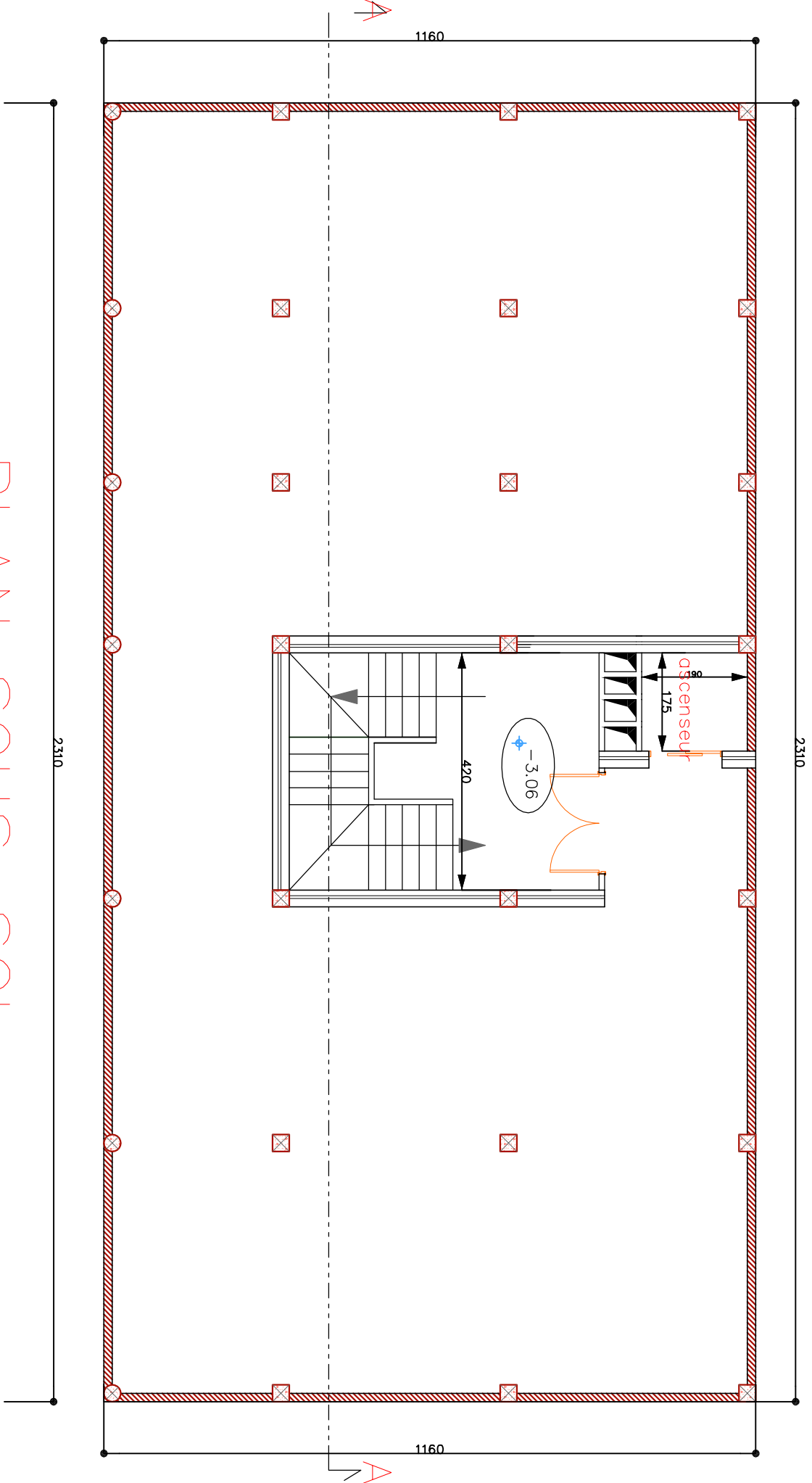




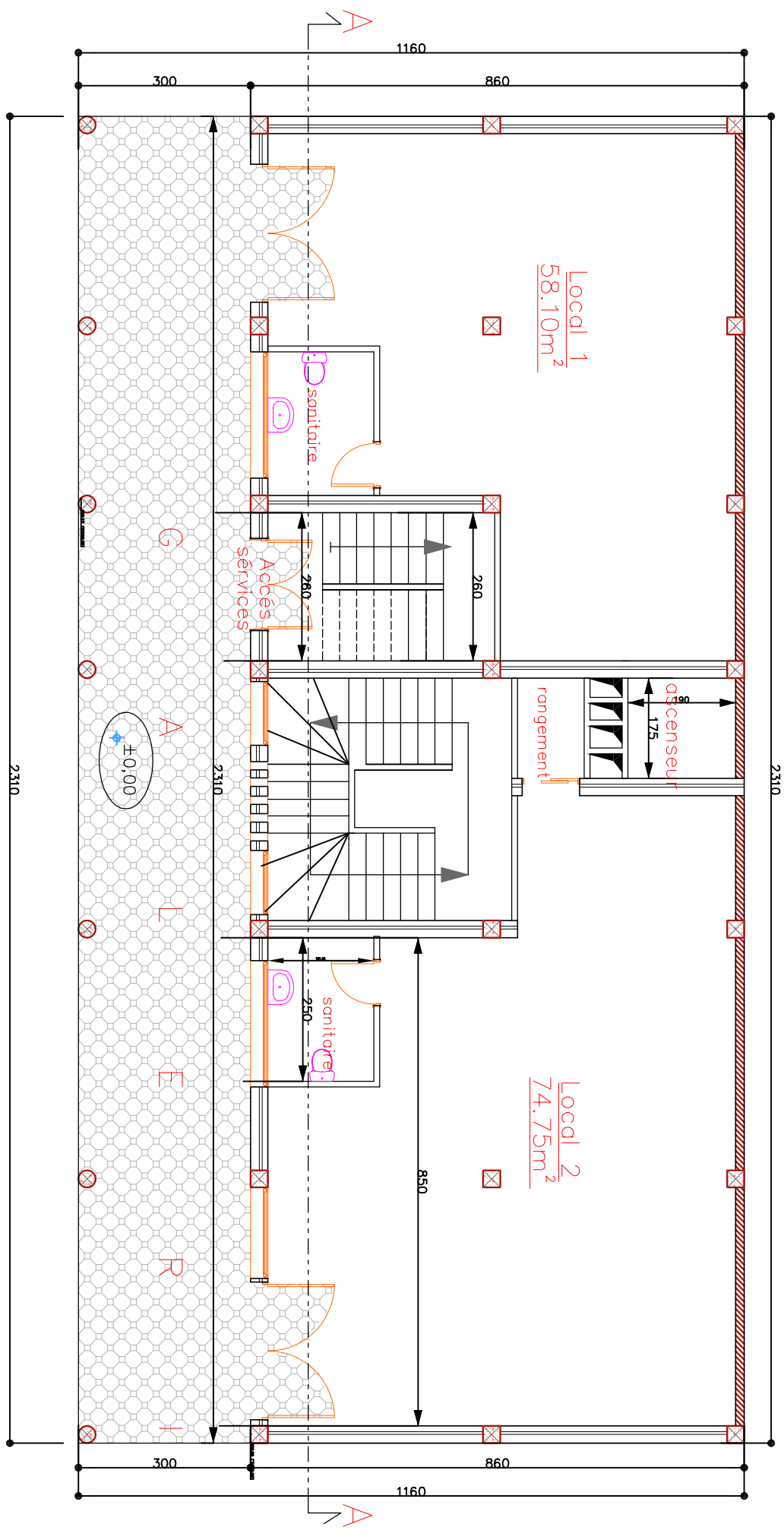
FACADE PRINCIPALE



PLAN SOUS-SOL

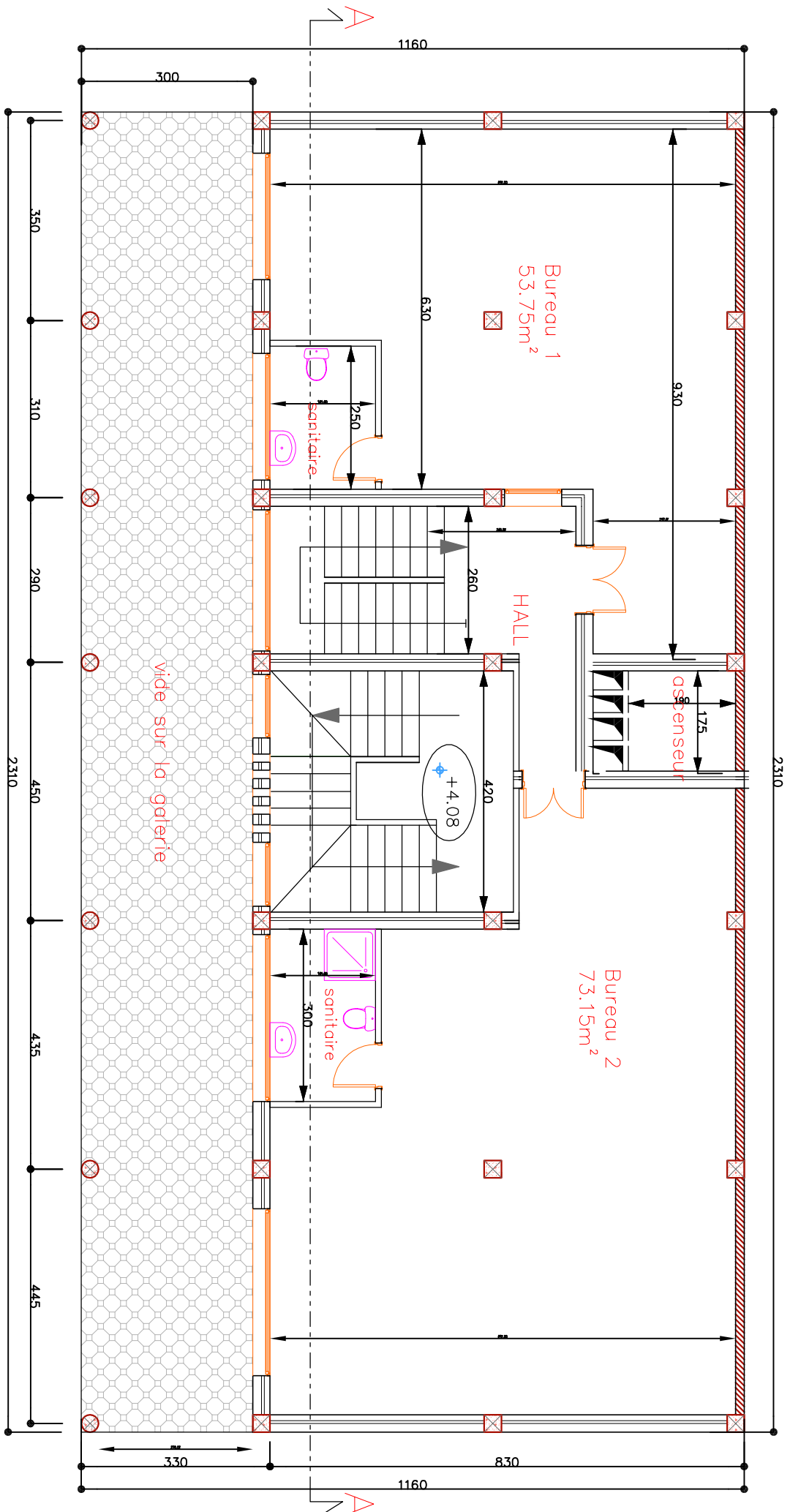


PLAN RDC LOCAUX

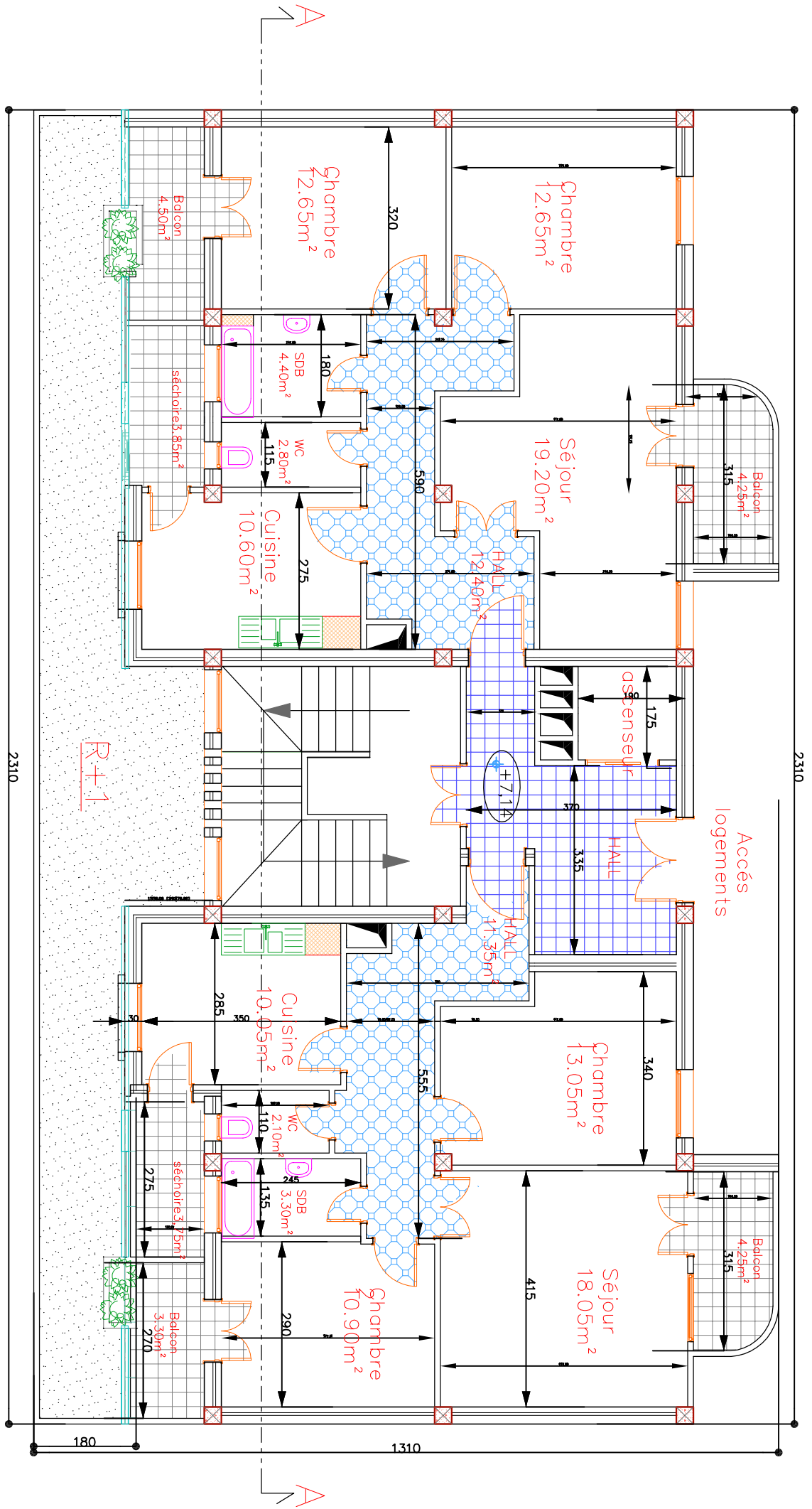


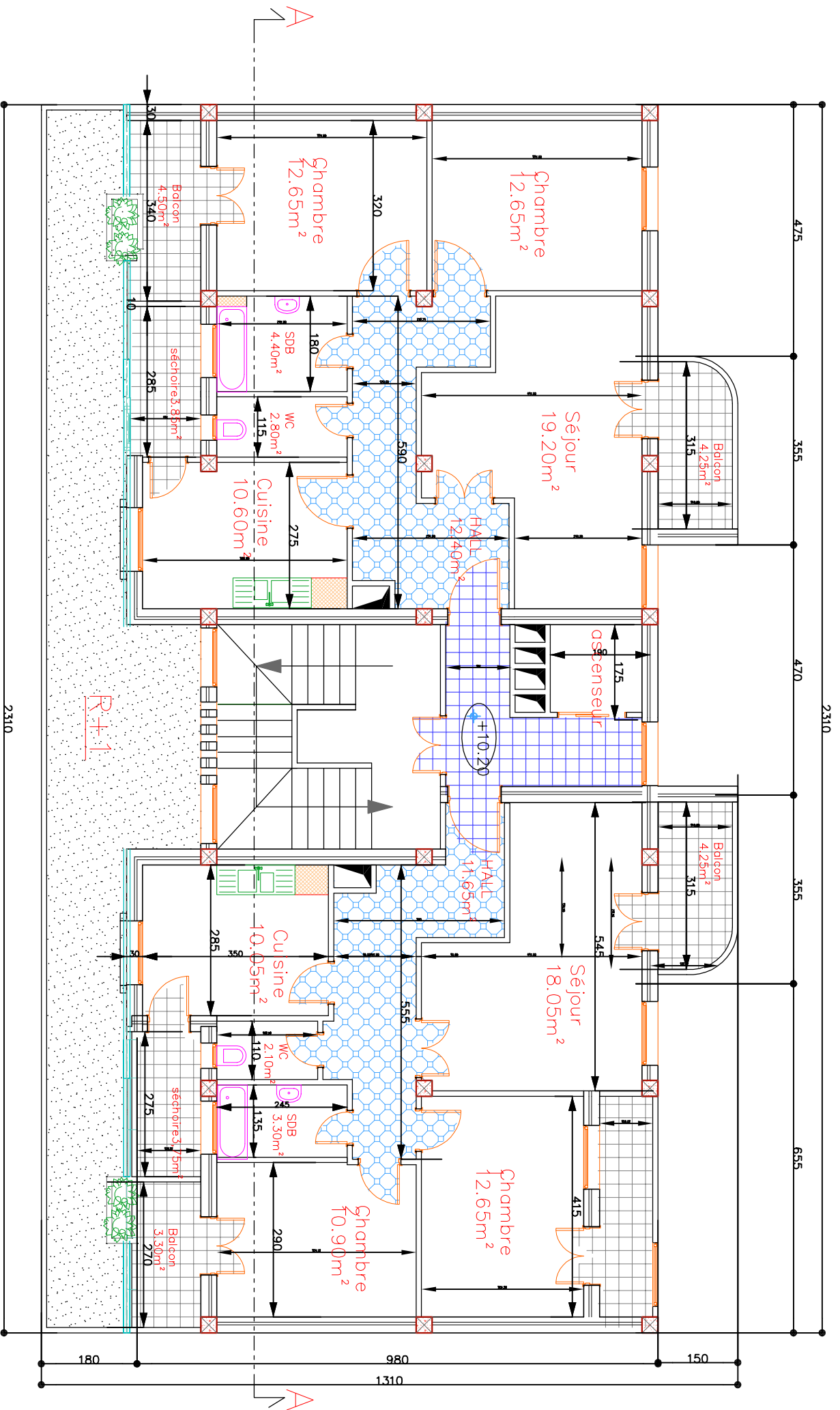
E

PLAN ETAGE 01 SERVICES



PLAN ETAGE 02 LOGEMENTS





PLAN ETAGE 03 / 04 / 05 / 06 / 07 / 08 ET 09

LOGEMENTS

PLAN DE TOITURE

