

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

Mémoire de fin d'étude

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

Thème

**Etude d'un bâtiment R+11 à usage d'habitation
contreventé par un système mixte (voiles-portiques)**

Encadré par :

M^r. GUECHARI

Présenté par:

M^r. AZEGGAGH Said
M^r. BOUYAHI Djamel

Jury :

- 1. M^{me} : OUARI**
- 2. M^r : LAICHAOUI**

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} GUECHARI : 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 tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Djamel & Said

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail

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

A mes frères : Hassen ,Salim ,Ali .

A mes sœurs : Fatma , Hassina , Kahina

A mes neveux : Rayane, Hamou , Said

A Mes Nièces : Ouarda , Fariel , Yasmine.

A mes oncles et mes tantes sans exception

➤ *A tous mes amis (es) sans exception.*

➤ *A mon binôme et sa famille.*

Djamel

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail

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

A mes frères : Arezki , Djaffar , Hakim .

A ma sœur : Fatima .

A mes oncles et mes tantes sans exception

➤ *A tous mes amis (es) sans exception.*

➤ *A mon binôme et sa famille.*

Said

LISTE DES TABLEAUX

CHPITRE II

Tableau II.1. Charges sur le plancher terrasse.....	12
Tableau II.2. Charges sur le plancher étage courant.....	13
Tableau II.3. Charges sur les balcons.....	13
Tableau II.4. Evaluation des charges de palier.....	13
Tableau II.5. Evaluation des charges de volée.....	14
Tableau II.6. Tableau récapitulatif des charges sur la volée.....	14
Tableau II.7. Evaluation des Charges des murs extérieures.....	14
Tableau II.8. Tableau récapitulatif des poids des éléments.....	16
Tableau II.9. Tableau récapitulatif des poids des éléments.....	16
Tableau II.10. Tableau récapitulatif des poids des éléments.....	16
Tableau II.12. Critère de résistance.....	18
Tableau. II.13. vérification au flambement des poteaux.....	19

CHAPITRE III

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles.....	22
Tableau III.2 : Chargement sur les poutrelles.....	22
Tableau III.3 : Chargement sur les poutrelles.....	26
Tableau III.4. Les sollicitations à ELU.....	28
Tableau III.5. Les sollicitations à ELS.....	28
Tableau III.6. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1.....	28
Tableau III.7 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1.....	28
Tableau III.8 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2.....	29
Tableau III.9 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2.....	29
Tableau III.10 : Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4.....	29
Tableau III.11 : Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4	29

Tableau III.12 : Résultats de calcul pour le 3 ^{eme} et le 2 ^{eme} type de poutrelle pour les différents niveaux.....	30
Tableau III.13 : Calcul des sections d'armatures des poutrelles.....	36
Tableau III.14 : Vérification des états limitent de compression du béton.....	41
Tableau III.15 : Vérification des états limitent de déformation.....	41
Tableau III.16 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	42
Tableau.III.17 : Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	48
Tableau III.18 : Vérification de l'état limite de compression de béton.....	49
Tableau III.19 : Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures.....	50
Tableau III.20 : Calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis(D2).....	52
Tableau III.21 : contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.....	53
Tableau III.22 : Ferrailage à ELU.....	61
Tableau III.23 : Sollicitation à ELS.....	63
Tableau III.24 : Etat limite de compression du béton	64
Tableau III.25 : Calcul des armatures principales.....	67
Tableau III.26 : Section d'armatures.....	70
Tableau III.27 : Vérification de la contrainte de béton.....	70
Tableau.III.28 : Combinaison d'action de l'acrotère.....	72
Tableau III.29 : Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	77
Tableau III.30 : Vérification à l'effort tranchant.....	78
Tableau III.31 : Vérification des contraint.....	78
Tableau III.32 : Vérification de la flèche.....	79
Tableau III.33 : Tableau de ferrailage de la dalle de locale de la machine.....	81
Tableau III.34 : Vérification des contraintes.....	83
Tableau III.35 : Section d'armatures longitudinales de la poutre de chainage.....	84
CHAPITRE IV	
Tableau IV.1 : Valeur de A.....	88

Tableau IV.2 : Valeur de R.....	89
Tableau IV.3 : Valeurs des pénalités P_q	89
Tableau IV.4 : Valeurs de C_T	90
Tableau IV.5 : Valeurs de T_1 et T_2	91
Tableau IV.6 : Périodes de vibration et taux de participation des masses.....	94
Tableau IV.7 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	97
Tableau IV.8 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.....	98
Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	98
Tableau IV.10 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles après majoration..	99
Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit.....	99
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements.....	100
Tableau IV.13 : Vérification a L'effet P-Δ	101
CHAPITRE V	
Tableau V.1 : Sollicitations dans les poteaux.....	104
Tableau V.2 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	105
Tableau V.3 : Armatures longitudinales.....	107
Tableau V.4 : Armature transversales.....	108
Tableau V.5 : Justification de l'effort normal réduit.....	109
Tableau V.6 : Justification des contraintes.....	110
Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	111
Tableau V.8 : Les armatures longitudinales dans les poutres.....	115
Tableau V.9 : Vérification des contraintes tangentielles.....	116
Tableau V.10 : Vérification au cisaillement.....	116
Tableau V.11 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	117
Tableau V.12 : Moments résistants dans les poteaux.....	118
Tableau V.13 : Moments résistants dans les poutres.....	118
Tableau V.14 : Vérification des zones nodales.....	119

Tableau V.15 : Récapitulation des efforts dans le voile V_{x1}	123
Tableau V.16 : Récapitulation des efforts dans le voile V_{x2}	124
Tableau V.17 : Récapitulation des efforts dans le voile V_{x3}	124
Tableau V.18 : Récapitulation des efforts dans le voile $V_{y1.2}$	124
Tableau V.19 : Récapitulation des efforts dans le voile $V_{y3.4}$	125
Tableau V.20 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux...	125
Tableau V.21 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x2} dans tous les niveaux...	126
Tableau V.22 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux...	127
Tableau V.23 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile $V_{y1, 2}$ dans tous les niveaux.....	128
Tableau V.24 : Sollicitations de calcul et ferrailage du voile $V_{y3, 4}$ dans tous les niveaux.....	128

CHAPITRE VI

Tableau VI. 1 : Ferrailage du radier.....	137
Tableau VI.2 : Résumé des résultats (vérification des contraintes)	138
Tableau VI.3 : Vérification des nouvelles contraintes.....	139
Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens(x-x).....	141
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens (y-y).....	142
Tableau VI.6 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	142
Tableau VI.7 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	143
Tableau VI.8 : Vérification des nouvelles contraintes.....	144

LISTE DES FIGURES

Numéro de figure	Titre de figure	page
II.1	Plancher à corps creux	04
II.2	Le sens de la disposition des poutrelles	04
II.3	Dimensions de la poutrelle	05
II.4	Dalle sur un seul appui	06
II.5	Dalle sur deux appuis	06
II.6	Dalle sur trois appuis	06
II.7	Dalle sur quatre appuis	07
II.8	Détail d'un escalier	07
II.9	Schéma statique d'un escalier	08
II.10	Coupe transversale d'une poutre	08
II.11	Coupe verticale d'un voile	09
II.12	Hauteur libre d'étage	10
II.13	Dimension de l'acrotère	11
II.14	Dimensions de l'ascenseur	11
II.15	Surface afférente du poteau P ₁	15
III.1	Dimensions de la poutrelle	21
III.2	Schéma statique de la poutrelle	24
III.3	Schéma statique de la poutrelle type 3	25
III.4	Dimensions de la poutrelle	31
III.5	Schéma de ferrailage de la dalle de compression	42
III.6	Dalle sur 4 appuis	43
III.7	Schéma statique	43
III.8	Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	46
III.9	Dalle sur 3 appuis	46
III.10	Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	50
III.11	Dalle sur deux appuis	51
III.12	Schéma de ferrailage de la dalle deux appuis	54
III.13	Dalle sur un seul appui	54
III.14	Schéma de ferrailage de la dalle sur un seul appui	57
III.15	Vue en plan d'un escalier	57
III.16	Schéma statique de l'escalier	58
III.17	Schéma de ferrailage de l'escalier	64
III.18	Schéma statique de la poutre palière	65
III.19	Diagramme des moments de la poutre palière	67
III.20	Section considérer dans le calcul de la torsion	69
III.21	Schéma de ferrailage de la poutre palière	71
III.22	Dimensions de l'acrotère	71
III.23	Schéma de ferrailage de l'acrotère	75
III.24	Dalle sur 4 appuis	76
III.25	Schéma représentant la surface d'impact	79
III.26	Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	83
III.27	Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	86
IV.1	Spectre de calcul	93
IV.2	Disposition des voiles adoptée	94
IV.3	1 ^{er} mode de déformation translation	95
IV.4	2 ^{eme} mode de déformation translation	95
IV.5	3 ^{eme} mode de déformation torsion autour de Z	96
V.1	Zone nodale	104
V.2	Sollicitations dans le poteau	106

V.3	Section du poteau	109
V.4	Zone de recouvrement	111
V.5	Schéma de ferrailage des poteaux	112
V.6	Dispositions constructives des portiques	114
V.7	Schéma de la zone nodale	118
V.8	Schéma de ferrailage des poutres principales de l'étage courant	119
V.9	Schéma de ferrailage des poutres secondaires de l'étage courant	119
V.10	Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse	120
V.11	Schéma de ferrailage des poutres secondaires de la terrasse	120
V.12	Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage	121
V.13	Schéma de ferrailage de voile Vx1(RDC)	129
VI.1	Semelle isolée	131
VI.2	Semelle filante	132
VI.3	Présentation de zone d'impact de la charge concentrée	134
VI.4	Dalle sur quatre appuis	137
VI.5	Schéma de ferrailage du radier	140
VI.6	Coupe A-A du radier	141
VI.7	Sollicitations sur les nervures le sens(x-x).	142
VI.8	Sollicitations sur la nervure de radier dans le sens (y-y)	143
VI.9	Section à ferrailer	143
VI.10	Schéma de ferrailage des nervures selon X-X	145
VI.11	Schéma de ferrailage des nervures selon Y-Y	146
VI.12	Voile périphérique	147
VI.13	Diagramme des contraintes	147
VI.14	Schéma de ferrailage	150

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_a, 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).

ht : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

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.

M_0 : 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 (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_2 : 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).

b_0 : 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

f_e : 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/m^3).

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.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Implantation de l'ouvrage	1
I.4. Caractéristiques de l'ouvrage	1
I.5. Règlements et normes utilisés.....	2

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	3
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux.....	3
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	8
II.4. L'acrotère	11
II.5. Ascenseur.....	11
II.6. Descente de charge.....	12
II.7. Conclusion.....	20

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Les Planchers.....	21
III.2. Etudes des dalles pleines.....	43
III.3. Etude d'escalier.....	57
III.4. Etude de l'acrotère	71
III.5. Etude de l'ascenseur.....	76
III.6. Etude des poutres de chaînage.....	84

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.1. Introduction.....	87
IV.2. Modélisation.....	87
IV.3. Méthodes de calcul	87
IV.4. Analyse dynamique	93
IV.5. conclusion.....	102

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	103
V.2. Étude des poteaux.....	103
V.3. Les poutres.....	112
V.4. Les voile.....	120
V.5. Conclusion.....	130

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	131
VI.2. choix du type de fondation.....	131
VI.3. les sollicitations sur les nervures.....	141
VI.4. Voile périphérique.....	146

Conclusion.....	151
------------------------	------------

Bibliographie

Annexes

INTRODUCTION

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions. Les ingénieurs sont appelés à s'occuper de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de constructions, afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des occupants.

Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation MASTER à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R + 11, présentant une irrégularité en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques).

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base 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 pour la description du projet et les règlements utilisés dans les calculs.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Ce projet qui nous a été confié consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (R+10) à usage d'habitation avec RDC à usage commercial.

Le bâtiment sera implanté à OUED GHIR wilaya de BEJAIA, une région classée selon les règles parasismiques algérienne (**RPA99/version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), d'importance moyenne (groupe 2), où la contrainte du sol est de : 2 bars.

I.2.1. Caractéristiques géométriques et architecturales

Notre bâtiment a pour dimensions :

- Longueur totale entre axes $L_x = 28.50$ m
- Largeur totale entre axes $L_y = 16.34$ m
- Hauteur de RDC $h = 4,08$ m
- Hauteur d'étage courant $h_e = 3,06$ m
- Hauteur totale du bâtiment $H = 39.72$ m

Etant donné 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 assuré par des voiles et des portiques, **RPA (article 3-4-A-1-a).**

I.2.2. Définition des éléments de l'ouvrage

❖ Les planchers

Ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.

❖ **Les escaliers :** Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

❖ Maçonnerie :

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm séparées par une lame d'air de 5cm.

Présentation de l'ouvrage

- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm

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

Dans notre projet on a Un acrotère sur le plancher terrasse accessible qui va servir en plus de son rôle préliminaire comme garde corps.

- ❖ **La toiture** : les Tuiles se sont de plaques, traditionnellement de terre cuite, dont on se sert pour recouvrir certains bâtiments.

- ❖ **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels.

I.3. Règlements et normes utilisés

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux charges permanentes et surcharge d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure sera conforme aux règlements BAEL91, RPA99 version 2003 et le CBA93.

II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.2.1. Planchers

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

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

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

II.2.1.1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant l'un des deux critères :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le maximum d'appuis).

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire les flèches.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le **CBA93 (art : 6.8.4.2.4)** :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

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

h_t : hauteur total du plancher.

$$L_{\max} = 505 - 30 = 475 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 21.11 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+4)=24 \text{ cm}$.

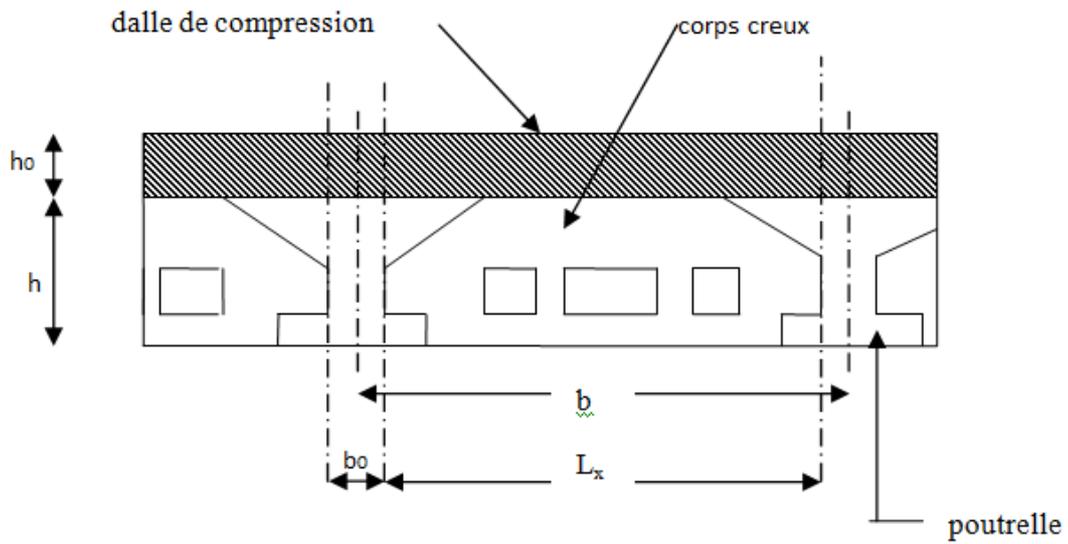


Figure II.1. Plancher à corps creux

II.2.1.1.1.les poutrelle

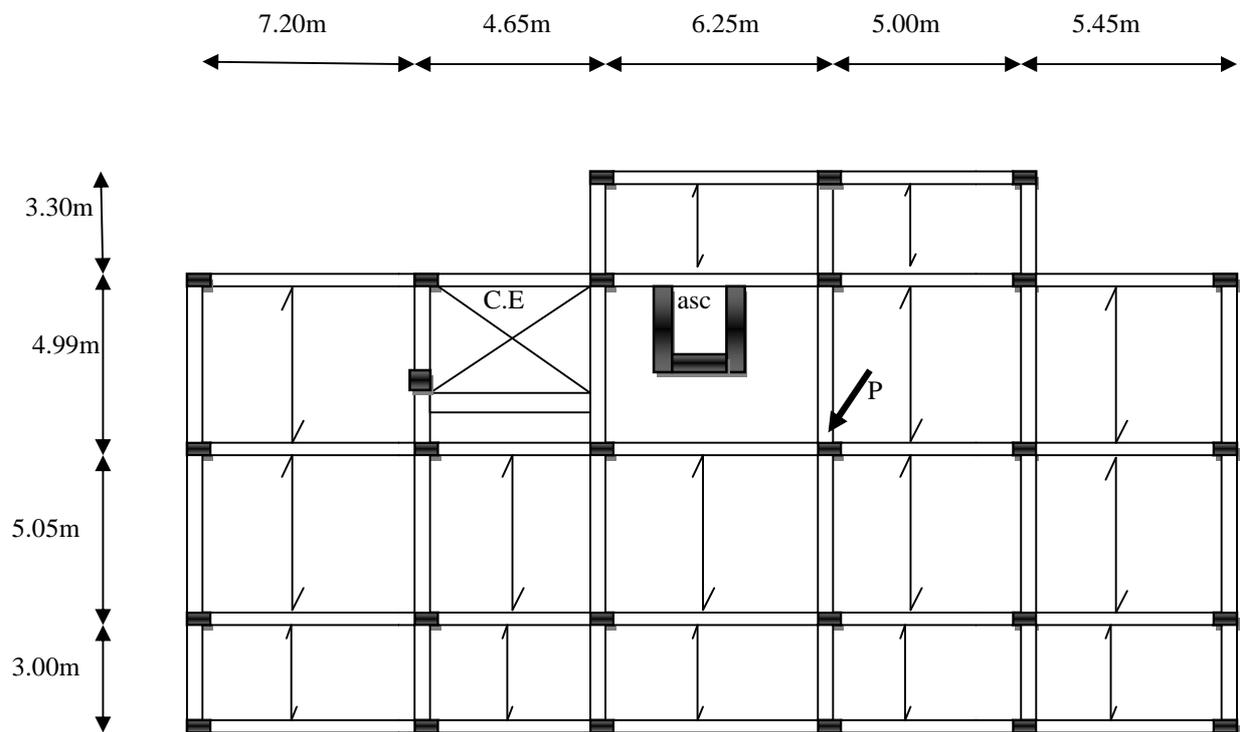


Figure II.2. Le sens de la disposition des poutrelles

Disposition des poutrelles :

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 24$ cm).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b_0 : Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t = (0,4 \text{ à } 0,6) * 24 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm.}$$

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

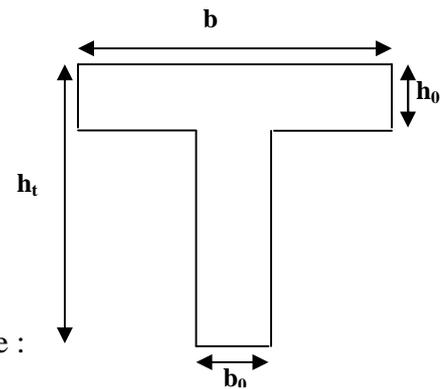


Figure II.3. Dimensions de la poutrelle

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{Où :}$$

L_x : est l'entre axe de deux poutrelles successives.

L_y : est la distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres perpendiculaires à L_x .

Dans notre projet, on a : $L_x = 55$ cm et $L_y = 475$ cm

Donc on aura

$$\left(\frac{b - 10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{475}{10} \right) = \min(27,50)$$

Ce qui donne : $b \leq 65,00$ cm.

On opte pour : **$b = 65$ cm**

II.2.2. Plancher dalle pleine

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu

$e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

b. Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Résistance à la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivant :

- Dalle reposant sur un seul appui : $e \geq \frac{Lx}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$.

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

II.2.2.1. Différents types de dalle pleines

a). Dalle sur un seul appui

C'est une dalle appuyée sur un seul appui, selon le critère de résistance la

fléxion, on a : $e \geq \frac{80}{20}$ D'où : $e \geq 4\text{cm}$

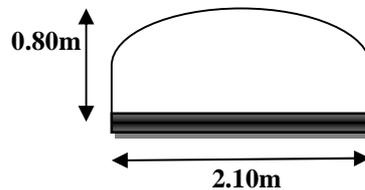


Figure II.4. Dalle sur un seul appui

D'où : on prend $e=14\text{cm}$ pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu de plus de 2 heures.

b). Dalle reposant sur deux appuis.

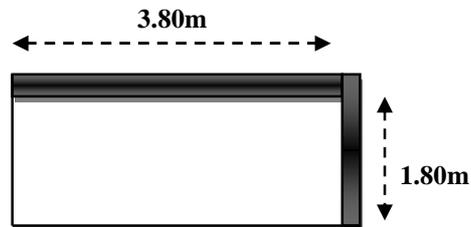


Figure II.5 Dalle sur deux appuis

$L_x=180\text{cm}$; $L_y=380\text{cm}$

$$\frac{180}{35} \leq e \leq \frac{180}{30} \quad 5.14 \leq e \leq 6$$

On prend $e=14\text{cm}$.

c). Dalle reposant sur trois appuis

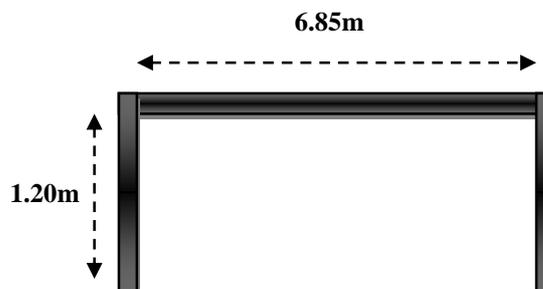


Figure. II.6. Dalle sur trois appuis

$L_x=120$ cm.

On aura donc : $\frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40} \Rightarrow 2.4\text{cm} \leq e \leq 3\text{cm}$ D'où : on prend $e=14\text{cm}$, pour avoir une

bonne isolation phonique et une résistance au feu de plus de 2 heures.

d). Dalle reposant sur quatre appuis

$L_x=150\text{cm}$; $L_y=625\text{cm}$

$$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \quad 4.28\text{cm} \leq e \leq 5\text{cm}$$

On prend $e=14\text{cm}$, pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu de plus de 2 heures

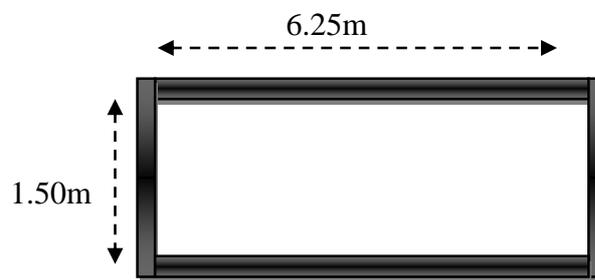


Figure II.7. Dalle sur quatre appuis

II.2.3.La toiture : les Tuiles sont des Plaques, traditionnellement de terre cuite, dont on se sert pour recouvrir certains bâtiments.

II.2.4.Les escaliers

L'escalier est un élément en béton armé conçus sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

h_0 : demi-hauteur d'étage.

L_0 : longueur totale d'escalier.

g : le giron.

h : hauteur de la contre marche

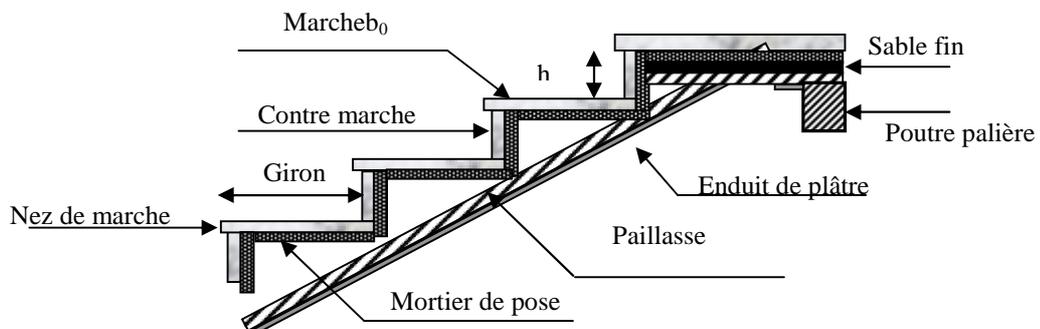


Figure II.8. Détail d'un escalier

- **Marches et contre marches :** Pour que la montée d'escalier puisse être facile et confortable « BLONDEL » propose de prendre :

$$60\text{cm} \leq g + 2.h \leq 66\text{cm}.$$

$$\text{Prenons : } \begin{cases} g = 30\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \end{cases}$$

$60\text{ cm} \leq g + 2.h = 64\text{ cm} \leq 66\text{ cm}$; La formule de « BLONDEL » est vérifiée.

- **Epaisseur de la paillasse :**

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e »

$$\text{telle que : } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{25} .$$

Où :

L : longueur de la volée en plan.

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$L = 4.60\text{ m}$$

$$\frac{4.60}{30} = 0,153 \leq e \leq \frac{4.60}{25} = 0,184\text{ m} .$$

On prend $e=14\text{cm}$

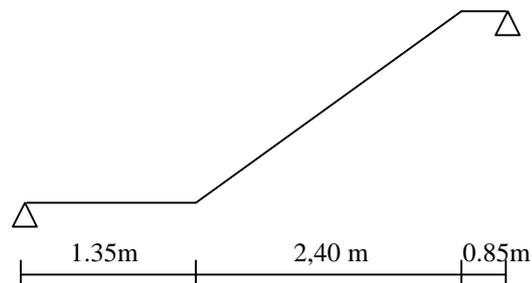


Figure II.9 Schéma statique d'un escalier

II.3.Prédimensionnement des éléments principaux :

II.3.1.Les poutres :

A) -LES POUTRES PRINCIPALES :

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

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

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 7.20 - 0.3 = 6.90\text{m}$).

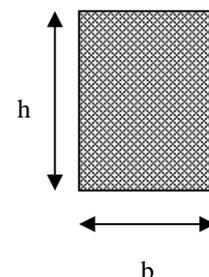


Figure. II.10. Coupe transversale d'une poutre

D'où :

$$\frac{690}{15} \leq h \leq \frac{690}{10} \Rightarrow 46\text{cm} \leq h \leq 69\text{cm}$$

$$\text{Donc soit : } \begin{cases} h = 50\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du

RPA99/2003(artcle 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée
- $h \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.66 \leq 4$ Condition vérifiée

B –Les poutres secondaires :

$$L=5.05-0.3=4.75\text{m}$$

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \Rightarrow 31.66\text{cm} \leq h \leq 47.5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

On voit bien que les exigences du RPA99/2003 citées auparavant sont vérifiées.

III.3.2.les voiles :

III.3.2.1.définition :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur. Cette dernière est donnée par les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$1. a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow \text{pour les voiles simples.}$$

h_e : hauteur libre d'étage.

$$2. a \geq 15\text{cm}$$

Dans notre cas :

- RDC $h_r=408-24=384\text{cm}$.
- autres niveaux $h_e= 306 - 24 = 282\text{ cm}$.

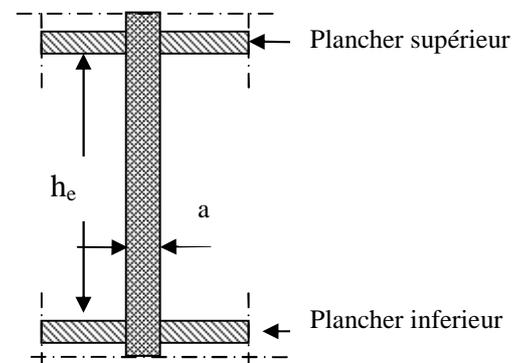


Figure II.11. Coupe verticale d'un voile

- **1^{er} type de voile :**

$$a \geq \frac{384}{20} \Rightarrow a \geq 19.2 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte pour le RDC}$$

un voile :

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

- **2^{ème} type de voile :**

$$a \geq \frac{282}{20} \Rightarrow a \geq 14.1 \text{ cm} \Rightarrow \text{on adopte pour les autres niveaux}$$

un voile :

$$a = 15 \text{ cm.}$$

II.3.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaires et circulaires, le pré-dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.

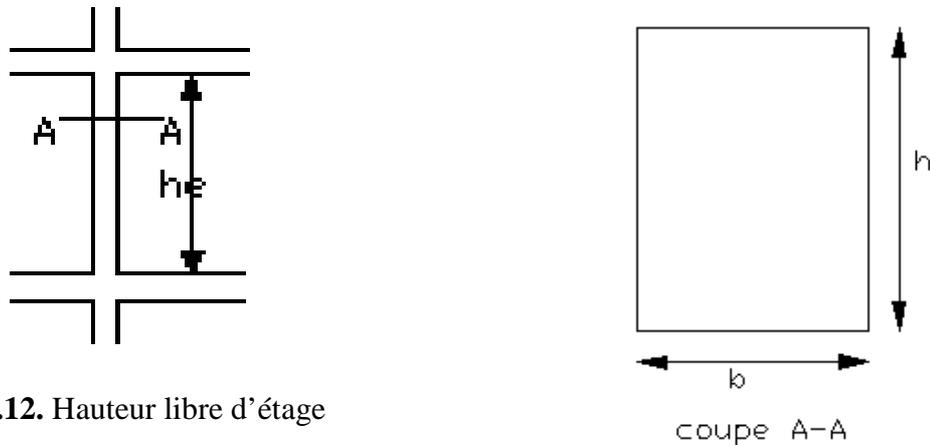


Figure II.12. Hauteur libre d'étage

$$\text{Les exigences de RPA} \left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{min } (b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm.} \\ 0.25 < b/h < 4.0 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Pour un poteau rectangulaire.} \\ \text{pour un poteau circulaire.} \end{array}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- RDC, 1^{er} étage : $(b \cdot h) = (55 \cdot 60) \text{ cm}^2$
- 2^{ème}, 3^{ème} étage : $(b \cdot h) = (50 \cdot 55) \text{ cm}^2$
- 4^{ème}, 5^{ème} étage : $(b \cdot h) = (45 \cdot 50) \text{ cm}^2$
- 6^{ème}, 7^{ème} étage : $(b \cdot h) = (40 \cdot 45) \text{ cm}^2$
- 8^{ème}, 9^{ème} étage : $(b \cdot h) = (35 \cdot 40) \text{ cm}^2$
- 10^{ème} étage, Grenier : $(b \cdot h) = (30 \cdot 35) \text{ cm}^2$

II.4. Acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale due au séisme.

Sa surface est :

$$S = (0.95 \times 0.1) + (0.06 \times 0.1) + (0.04 \times 0.1 / 2)$$

$$S = 0.103 \text{ m}^2$$

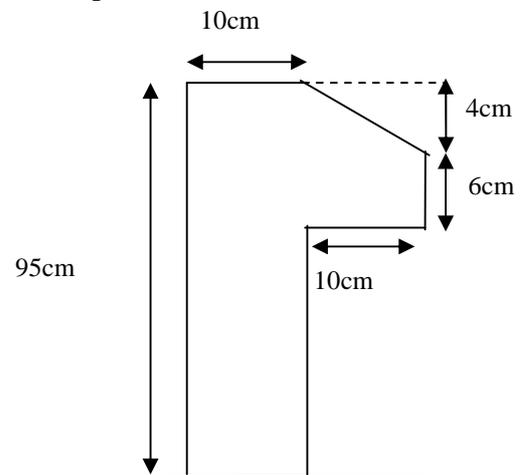


Figure II.13. Dimension de l'acrotère

II.5. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil qui sert à faire monter les usagers verticalement aux différents niveaux du bâtiment. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale. L'ascenseur qu'on étudie est pour 13 personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

Les caractéristiques d'après la table dimensionnelle T30

(Annexe 4)

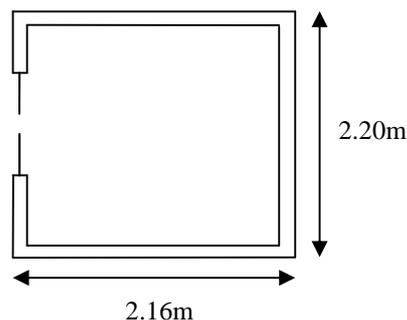


Figure II.14. Dimensions de l'ascenseur

$B_s \times T_s = 220 \times 216(\text{cm})$ dimensions de la gaine.

B_s : Longueur : 220cm

T_s : Largeur : 216cm

Hauteur : 207cm

$V=1\text{m/s} \rightarrow$ Vitesse de levage.

$P_m = 15\text{KN}$: Charge due à la salle de machine.

$D_m = 90\text{KN}$: Charge due au poids propre de l'ascenseur.

$F_c = 255\text{KN}$: Charge due à la rupture des câbles.

Course maximale = 50m.

Poids de 13 personnes = 1000 kg.

$P = 15 + 90 + 10 = 115\text{KN}$.

II.6. Descente des charges :

Il s'agit de déterminer les actions mécaniques verticales (charges), s'exerçant sur les éléments porteurs d'une structure niveau par niveau à partir du haut.

La descente de charge va se faire pour le poteau **P** car ce poteau représente la configuration la plus défavorable.

La descente des charges va être effectuée pour le poteau **P** (voir figure II.2) car :

Le poteau **P** présente une surface afférente assez importante par rapport aux autres poteaux.

II.6.1. Evaluation des charges et surcharges

II.6.1.1. Plancher en corps creux

1-Plancher terrasse accessible

Tableau II.1. Charges sur le plancher terrasse

Désignation	Densité (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Forme de pente	22	0.065	1.43
Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
Plancher en corps creux (20+4)	14.25	0.24	3.10
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Charge permanente totale	$G= 5.81\text{KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q= 1.5 \text{KN/m}^2$		

2-Plancher étage courant**Tableau II.2.** Charges sur le plancher étage courant

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux (20+4)	18	0.24	3.1
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Cloison de séparation	9	0.1	0.90
Charge permanente totale	G=5.4 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q=1.5 KN/m ²		

3-Dalle pleine (balcons)**Tableau II.3.** Charges sur les balcons

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.14	3.5
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente totale	G=4.86KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q= 3.5 KN/m ²		

II.6.1.2. Les escaliers**1-Palier****Tableau II.4.** Evaluation des charges de palier

Désignation	Densité (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Dalle en BA	25	0.14	3.5
Enduit de ciment	20	0.02	0.40

Charge permanente totale	$G=5.06\text{KN/m}^2$
Charge d'exploitation	$Q= 2.5 \text{ KN/m}^2$

2- La volée

Tableau II.5.Evaluation des charges de volée

Désignation	Densité (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Marche	22	$0.17 \times (1/2)$	1.87
Paillasse	25	$0.14/\cos(32.52)$	2.95
Enduit de ciment	20	0.02	0.4

Tableau II.6. Tableau récapitulatif des charges sur la volée

Epaisseur de la volée (m)	Inclinaison de la volée ($^\circ$)	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)
0.15	32.52	6.42	2.5

II.6.1.3. Mur extérieur

Tableau II.7. Evaluation des Charges des murs extérieures

Désignation	Densité (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Enduit extérieur en ciment	20	0.02	0.40
Brique creuse	9	0.15	1.35
Lame d'aire	/	0.05	/
Brique creuse	9	0.1	0.90
Enduit de plâtre	10	0.02	0.20
Charge permanente totale	$G= 2.85 \text{ KN/m}^2$		

Application de la loi de dégression

Comme les surcharges d'exploitations n'agissant pas au même temps, donc on applique la loi de dégression des surcharges.

On à un nombre d'étages supérieurs à 5 on applique la formule suivante :

$$Q_n = \left(\frac{3+n}{2 \times n} \right) \times Q_i \quad [\text{DTR B.C.22}].$$

Ce qui donne :

Toiture : Q_0

Grenier: Q_0+Q

10^{ème} étage $Q_0+ Q +0.9 Q$

$$9^{\text{ème}} \text{ étage} : Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q$$

$$8^{\text{ème}} \text{ étage} : Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q + 0.7Q$$

$$7^{\text{ème}} \text{ étage} : Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q$$

$$6^{\text{ème}} \text{ étage} : Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q$$

$$5^{\text{ème}} \text{ étage} : Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q + 0.5Q$$

$$4^{\text{ème}} \text{ étage} : Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q$$

$$3^{\text{ème}} \text{ étage} : Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q$$

$$2^{\text{ème}} \text{ étage} : Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage} : Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q$$

$$\text{RDC} : Q_0 + Q + 0.9 Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q + 0.5Q$$

Les charges revenant au poteau P₁

▪ Poids des poteaux

Poteau (RDC, 1^{er} étage):

$$-G = 0.6 \times 0.55 \times 25 \times 4.08 = 33.66 \text{ KN}$$

$$-G = 0.6 \times 0.55 \times 25 \times 3.06 = 25.24 \text{ KN}$$

Poteau (2^{ème}, 3^{ème} étage):

$$-G = 0.55 \times 0.50 \times 25 \times 3.06 = 21.03 \text{ KN}$$

Poteau (4^{ème}, 5^{ème} étage):

$$-G = 0.50 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 17.21 \text{ KN}$$

Poteau (6^{ème}, 7^{ème} étage):

$$G_1 = 0.45 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN}$$

Poteau (8^{ème}, 9^{ème} étage):

$$G = 0.40 \times 0.35 \times 25 \times 3.06 = 10.71 \text{ KN}$$

Poteau (10^{ème} étage)

$$G = 0.35 \times 0.30 \times 25 \times 3.06 = 8.03 \text{ KN}$$

Grenier

$$G = 0.35 \times 0.30 \times 25 \times 4.11 = 10.78 \text{ KN}$$

La surface afférente du poteau P₁

Pour les charges d'exploitations:

$$S = (2.34 + 0.3 + 2.37) \times (2.97 + 0.3 + 2.35) - (0.3 \times 0.3)$$

$$S = 28.06 \text{ m}^2$$

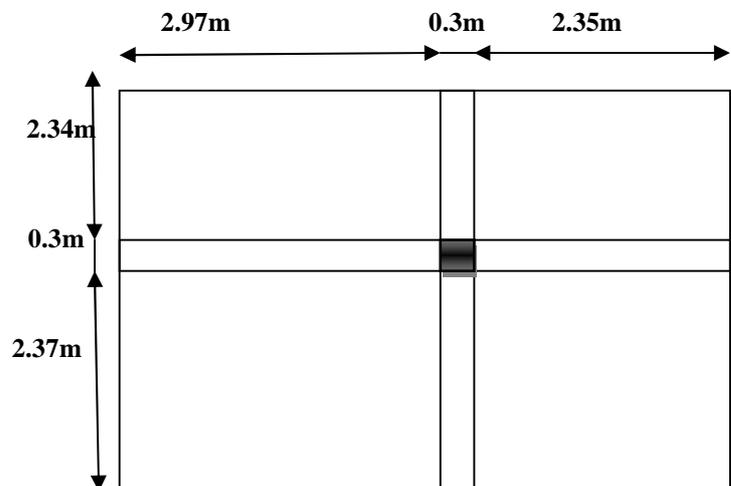


Figure II.15. Surface afférente du poteau

Pour les charges permanentes :

$$S = (2.34 + 2.37) \times (2.97 + 2.35)$$

$$S = 25.05 \text{ m}^2$$

Calcul du poids propre des éléments :

Tableau II.8. Tableau récapitulatif des poids des éléments

Elément	Densité (KN/m ²)	Poids (KN)
Plancher d'étage courant	5.36	135.30
Poutres principales	25	19.95
Poutres secondaires	25	12.36

Donc le poids des poutres est de : 32.31KN.

Toiture

Tableau II.9. Tableau récapitulatif des poids des éléments

Elément	Densité (KN/m ²)	Poids (KN)
Tuiles (support compris)	0.5	12.05
Dalle pleine inclinée	25	51.72
Etanchéité	12	5.78

Tableau II.10. Tableau récapitulatif des poids des éléments

N° du niveau	Désignation	G(KN)	Q(KN)
Toiture	Tuiles (support compris)	12.05	28.00
	Etanchéité	5.78	
	Dalle pleine inclinée	51.72	
	Total	69.55	
Grenier	Venant de toiture	69.55	91.43
	Poutres	32.31	
	Poteau (0.30×0.35)	10.78	
	Murs extérieures	41.16	
	Total	153.80	
N10	Venant de grenier	153.80	124.92
	Plancher (DP+CC)	124.26	
	Poutres	32.31	
	Poteau (0.30×0.35)	8.03	
	Murs extérieures	41.16	
	Total	359.56	
N9	Venant de N10	359.56	158.4
	Plancher (DP+CC)	124.26	
	Murs extérieures	41.16	
	Poutres	32.31	
	Poteau (0.35×0.40)	10.71	
	Total	568.00	
	Venant de N9	558.00	
	Plancher E.C	135.30	

N8	Poutres	32.31	188.04
	Poteau (0.35×0.40)	10.71	
	Total	746.32	
N7	Venant de N8	746.32	213.43
	Plancher E.C	135.30	
	Poutres	32.31	
	Poteau (0.40×0.45)	13.77	
	Total	927.70	
N6	Venant de N7	927.70	236.2
	Plancher E.C	135.30	
	Poutres	32.31	
	Poteau (0.40×0.45)	13.77	
	Total	1109.08	
N5	Venant de N6	1109.08	254.74
	Plancher E.C	135.30	
	Poutres	32.31	
	Poteau (0.45×0.50)	17.21	
	Total	1293.90	
N4	Venant de N5	1293.90	273.24
	Plancher E.C	135.30	
	Poutres	32.31	
	Poteau (0.45×0.50)	17.21	
	Total	1478.72	
N3	Venant de N4	1478.72	291.76
	Plancher E.C	135.30	
	Poutres	32.31	
	Poteau (0.50×0.55)	21.03	
	Total	1667.36	
N2	Venant de N3	1667.36	310.28
	Plancher E.C	135.30	
	Poutres	32.31	
	Poteau (0.50×0.55)	21.03	
	Total	1856.00	
N1	Venant de N2	1856.00	328.8
	Plancher E.C	135.30	
	Poutres	32.31	
	Poteau (0.55×0.60)	25.24	
	Total	2048.85	
RDC	Venant de N2	2048.85	328.8
	Plancher E.C	135.30	
	Poutres	32.31	
	Poteau (0.55×0.60)	33.66	
	Total	2250.12	

$$Nu=1.35G+1.5Q= 3530.86KN$$

Selon le **CBA93 (Art B.8.11)** on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%. Après majoration on trouve : Nu= 3883.94KN.

$$1.10 \times Nu = 3883.94 \text{KN}$$

Vérifications :

Vérification des poteaux à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante : $Nu/B \leq (0.85 \times f_{c28})/1.5$

$$Nu/B \leq (0.85 \times 25)/1.5 = 14.2 \text{ MPa}$$

Vérification de critère de résistance

Tableau II.12. Critère de résistance

Niveau	Nu(KN)	B (m ²)	Nu/B (MPa)	Critère
RDC, 1 ^{er} étage	3883.94	0.33	11.76	Vérifié
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	3268.12	0.275	11.88	Vérifié
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	2646.74	0.225	11.76	Vérifié
6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	2036.71	0.18	11.31	Vérifié
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	1418.55	0.14	10.13	Vérifié
10 ^{ème} étage, Grenier	740.06	0.105	7.04	Vérifié

▪ Vérification au flambement

D'après le (**CBA 93**), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

▪ **Vérification du poteau du RDC :**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.85m.$$

$$B = 0.55 \times 0.60 = 0.33 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.60^3}{12} = 9.9 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{9.9 \times 10^{-3}}{0.33}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.85}{0.173} = 16.47 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{16.47}{35}\right)^2} = 0.81$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

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

$$B_r \geq \frac{3883.94 \times 10^{-3}}{0.81 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.217 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (55 - 2) \times (60 - 2) \times 10^{-4} = 0.3074 \text{ m}^2$$

$$0.3074 \text{ m}^2 > 0.217 \text{ m}^2 \quad \text{donc le poteau du RDC ne risque pas de flamber.}$$

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

Tableau. II.13. vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	Nu(KN)	Sections (cm ²)	Condition $B_r > B_r$ calculé		observation
			B_r (m ²)	B_r calculé(m ²)	
RDC et 1 ^{er}	3883.94	55*60	0.3074	0.217	Vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	3268.12	50*55	0.2544	0.1812	Vérifiée
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	2646.74	45*50	0.2064	0.1543	Vérifiée

6 ^{ème} et 7 ^{ème}	2036.71	40*45	0.1634	0.1138	Vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème}	1418.55	35*40	0.1254	0.0801	Vérifiée
10 ^{ème} et Grenier	740.06	30*35	0.0924	0.0425	Vérifiée

II.7) Conclusion:

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Poutres principales : $30 \times 50 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ cm}^2$
- Voile : RDC $e = 20\text{cm}$. Autres étages $e=15\text{cm}$
- Poteaux du RDC et étage 1: $55 \times 60 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 2 et 3 : $50 \times 55 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 4 et 5 : $45 \times 50 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 6 et 7: $40 \times 45 \text{ cm}^2$
- Poteaux des étages 8 et 9: $35 \times 40 \text{ cm}^2$
- Poteaux d'étage 10 et Grenier $30 \times 35 \text{ cm}^2$

III.1. Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane réalisée en béton armé, destinée à limiter les différents niveaux d'une structure. Leurs fonctions essentielles :

La résistance : supporter son poids propre, les surcharges d'exploitations et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.

Le confort : isolation thermique, phonique et coupe de feu.

Dans notre structure nous avons des planchers à surcharges modérées, pour cela nous avons opté pour des planchers à corps creux pour des raisons économiques.

III.1.1. disposition et pré dimensionnement des poutrelles

- **Disposition:**

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

1-Le critère de la petite portée.

2-Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

- **Pré dimensionnement :**

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :

$$ht = (20 + 4)cm.$$

Données nécessaires :

$$h_t = 24 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$$

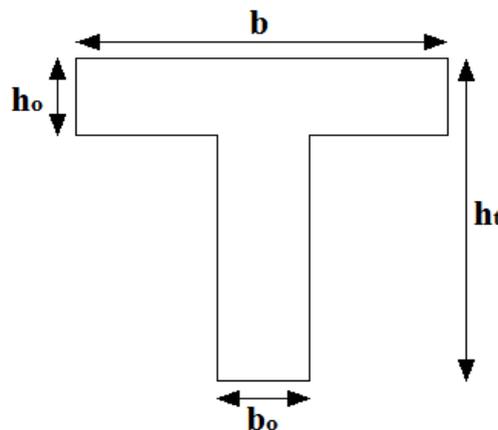
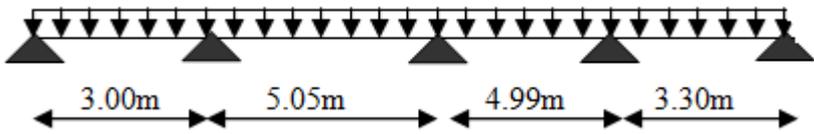
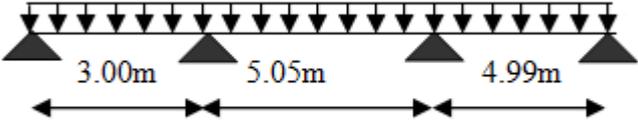
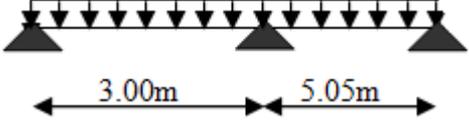
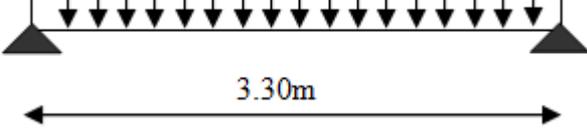


Figure III.1. Dimensions de la poutrelle

a) Les différents types de poutrelles

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

Calcul des sollicitations :

à L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $P_u = bq_u$

à L'ELS : $q_s = G + Q$ et $P_s = bq_s$

Avec : $b = 0,65 \text{ m}$.

Tableau III.2. Chargement 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	5.81	1.5	10.09	6.56	7.31	4.75
Etage courant	5.40	1.5	9.54	6.20	6.90	4.48

b) Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour cela, nous disposons de deux méthodes : Méthode forfaitaire et Caquot.

❖ La méthode forfaitaire

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharges modérées lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN/m}^2$

Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Avec l_i, l_{i+1} : longueur entre nu d'appui de deux travées successive.

Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

Fissuration peu nuisible.

➤ Exposé de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ Principe de la méthode forfaitaire [BAEL 91]

• Les moments fléchissant

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations

et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les conditions à vérifier :

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

$0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

$0.6 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

$0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

- **Évaluation des efforts tranchants V_u :**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas, les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques, sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ; l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

15% s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

10% s'il s'agit d'une poutre à plusieurs travées.

- ❖ **La méthode de Caquot minoré**

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges élevées, et également à des planchers à surcharges modérées si l'une des 3 conditions de la méthode précédente n'est pas vérifiée.

- **Application de la méthode**

- **Evaluation des moments**

- ✓ **En appuis**

$$M_i = -\frac{q_g * l_g'^3 + q_d * l_d'^3}{8,5(l_g' + l_d')}$$

$$l' = \begin{cases} 1 & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

l_g', l_d' : Longueur fictives gauche et droite

q_g, q_d : Chargement à gauche et droite de l'appui respectivement

- ✓ **En travée**

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

M_0 : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_u * x}{2} (l - x)$$

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

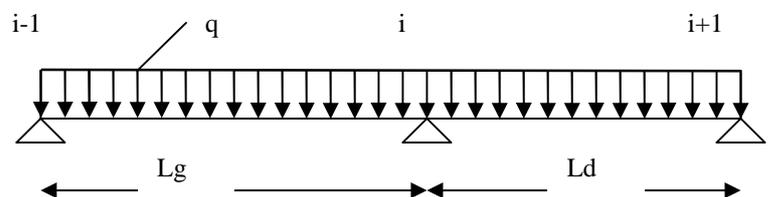


Figure III.2. Schéma statique de la poutrelle.

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l * Pu} \right]$$

$$M'_{\max} = M(x_0)$$

Dans notre cas, on applique la méthode de Caquot minorée pour la détermination des sollicitations.

Calcul des sollicitations

-Pour le plancher étage courant :

- ❖ **Exemple : Poutrelle type 3 :** Qui contient la plus grande travée de rive et qui donne les cas les plus défavorables.

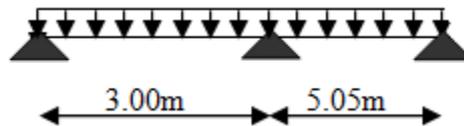


Figure III.3. Schéma statique de la poutrelle type 3

- **Vérification des conditions de BAEL :**

- 1^{ère} condition :

Plancher étage courant

$$G = 5.40 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$G' = \frac{2}{3} G = \frac{2}{3} \times 5.4 = 3.60 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.40; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- 2^{ème} condition :

$$\text{Type 4 : } 0.8 \leq \frac{3.00}{5.05}; \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifiée.}$$

La 3^{ème} et la 4^{ème} condition sont vérifiées. Donc on applique la méthode de caquot

-**Moments aux appuis**

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante

$$M_i = - \left(\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)} \right)$$

Avec :

q_g, q_d : étant le chargement à gauche et à droite de l'appui.

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

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

Calcul des longueurs fictives

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.00m$$

$$L'_{BC} = L_{BC} = 5.05m$$

-Les moments aux appuis

Tableau III.3. Les charges 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)
Etage courant	3.60	1.5	7.11	4.62	5.10	3.31

- **Etage courant :**

ELU

$$M_A = M_C = 0.$$

$$M_B = -\frac{4.62 \times (3.00^3 + 5.05^3)}{8.5 \times (3.00 + 5.05)} \Rightarrow M_B = -10.52kn.m$$

ELS

$$q_s = 4.37KN/m$$

$$M_A = M_C = 0.$$

$$M_B = \frac{3.31 \times (3.00^3 + 5.05^3)}{8.5 \times (3.00 + 5.05)} \Rightarrow M_B = -7.54KN.m$$

-Moments aux travées

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

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

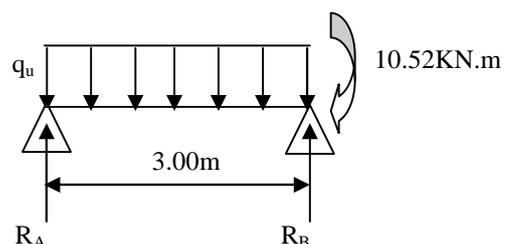
$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{ql}$$

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

Travée AB

A ELU



$$x = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{3.00 \times 6.20} = 0.93m$$

$$M = \frac{6.20 \times 0.93 \times (3.00 - 0.93)}{2} - 10.52 \times \frac{0.93}{3.00}$$

$$M_{tAB}^{max} = 2.71KN.m$$

A ELS

$M^{max}=1.05KN.m$

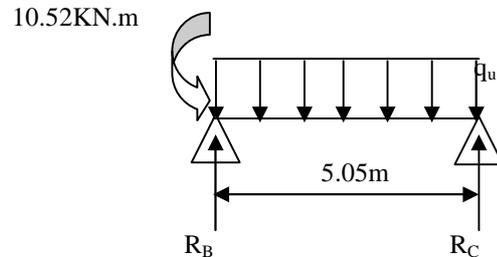
Travée BC

A ELU

$$x = \frac{L_{BC}}{2} - \frac{M_B - M_C}{5.05 \times 6.20} = 1.83m$$

$$M = \frac{6.20 \times 1.83 \times (5.05 - 1.83)}{2} - 10.52 \times (1 - \frac{1.83}{5.05})$$

$$M_{tBC}^{max} = 11.56KN.m$$



A l'ELS

$x = 1.83m$

$M_{CD}^{Max} = M(x = 1.83) = 6.49KN.m$

- Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont calculés par les deux expressions suivantes ;

$V_{i-1} = qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$

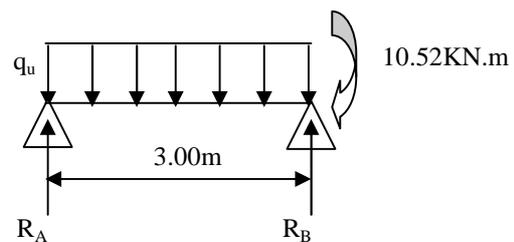
$V_i = -qL/2 + (M_i - M_{i-1})/L_i$

Travée AB

A l'ELU

$V_A = \frac{6.20 \times 3.00}{2} + \frac{(-10.52)}{3.00} = 5.79KN$

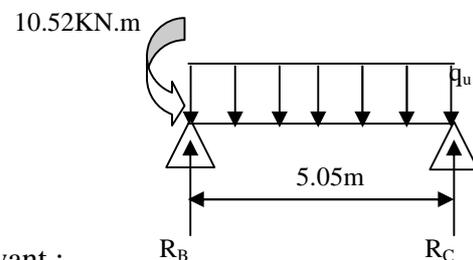
$V_B = -\frac{6.20 \times 3.00}{2} + \frac{(-10.52)}{3.00} = -12.81KN$



Travée CD

$V_B = \frac{6.20 \times 5.05}{2} + \frac{(-10.52)}{5.05} = 13.57KN$

$V_C = -\frac{6.20 \times 5.05}{2} + \frac{(-10.52)}{5.05} = -17.74KN$



Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

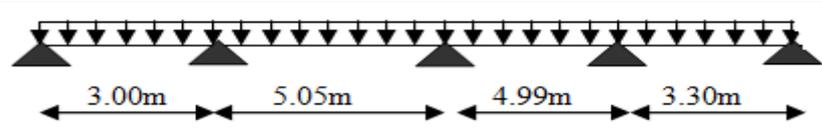
Tableau III.4. les sollicitations a l'ELU

Travée	L(m)	P(KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	3.00	6.20	0	-10.52	2.71	5.79	-12.81
B-C	5.05	6.20	-10.52	0	11.56	13.57	-17.74

III. Tableau III 5.les sollicitations a l'ELS

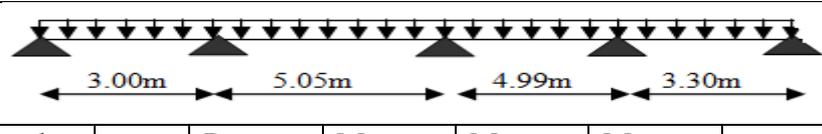
Travée	L(m)	P(KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
A-B	3.00	4.48	0	-7.54	1.05
B-C	5.05	4.48	-7.54	0	6.49

Tableau III.6. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 1



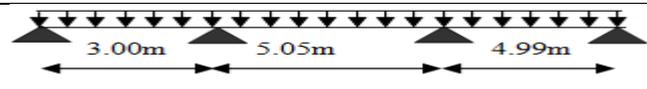
Travée	Plancher	L(m)	p _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	Courant	3.00	6.20	0	-7.17	3.85	6.91	-11.69
BC	Courant	5.05	6.20	-7.17	-8.78	11.19	15.33	-15.97
CD	Courant	4.99	6.20	-8.78	-7.41	11.21	15.74	-15.19
DE	Courant	3.30	6.20	-7.41	0	5.09	7.98	-12.47

Tableau III.7. Les sollicitations à ELS, poutrelle type 1



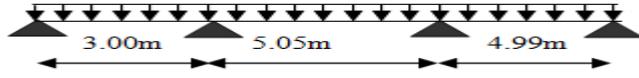
Travée	Plancher	L(m)	P _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	Courant	3.00	3.31	0	-5.14	1.59	3.25	-6.67
BC	Courant	5.05	3.31	-5.14	-6.28	1.01	8.13	-8.58
CD	Courant	4.99	3.31	-6.28	-5.31	0.59	8.55	-8.06
DE	Courant	3.30	3.31	-5.31	0	2.23	3.85	7.07

Tableau III.8. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 2



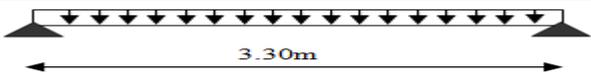
Travée	Plancher	L(m)	p _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	Courant	3.00	6.20	0	-7.17	3.86	6.19	-11.69
	Terrasse	3.00	6.56	0	-7.53	1.82	7.33	-12.35
B-C	Courant	5.05	6.20	-7.17	-11.45	5.25	13.51	-19.79
	Terrasse	5.05	6.56	-7.53	-12.02	10.96	15.67	-17.45
C-D	Courant	4.99	6.20	-11.45	0	9.10	13.17	-17.76
	Terrasse	4.99	6.56	-12.02	0	12.74	13.96	-18.78

Tableau III.9. Les sollicitations à ELS, poutrelle type 2



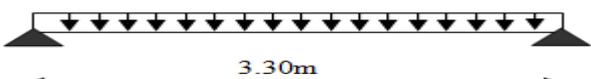
Travée	Plancher	L(m)	P_s (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	Courant	3.00	3.31	0	-5.14	1.59	3.25	-6.67
	Terrasse	3.00	5.37	0	-8.34	1.99	5.27	-10.83
B-C	Courant	5.05	3.31	-5.14	-8.20	3.94	7.75	-8.96
	Terrasse	5.05	5.37	-8.34	-13.30	6.49	11.07	-14.54
C-D	Courant	4.99	3.31	-8.20	0	4.95	6.61	-9.90
	Terrasse	4.99	5.37	-13.30	0	8.03	10.73	-14.06

Tableau III.10. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 4



Travée	Plancher	L(m)	p_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	Courant	3.30	6.20	-1.26	-1.26	8.44	10.23	-10.23
	Terrasse	3.30	6.56	-1.34	-1.34	11.26	10.82	-10.82

Tableau III.11. Les sollicitations à ELS, poutrelle type 4



Travée	Plancher	L(m)	P_s (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	Courant	3.30	3.31	-0.67	-0.67	4.50	5.46	-5.46
	Terrasse	3.30	5.37	-1.09	-1.09	7.31	8.86	-8.86

Tableau III.12. Résultats de calcul pour le 3^{ème} et le 2^{ème} type de poutrelle pour les différents niveaux

Plancher à usage d'habitation					
Type 3					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	10.52	11.56	17.74	6.49	7.54
Plancher terrasse accessible					
Type2					
	ELU			ELS	
	$M_{appui}^{max} (KN.m)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$V^{max} (KN)$	$M_{travée}^{max} (KN.m)$	$M_{appui}^{max} (KN.m)$
	12.02	12.74	19.79	8.03	13.30

III .1.2. Ferrailage des poutrelles

On prend comme exemple pour le ferrailage la poutrelle type 3 du plancher étage courant qui est sollicité par les efforts suivants :

-Moments aux appuis

Étage courant :

Appuis de rive

$$\text{A l'ELU} \quad M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -2.96 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \Rightarrow M_A = M_C = -1.58 \text{KN.m}$$

Pour la terrasse :

Appuis de rive

$$\text{A l'ELU} \quad M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_C = -3.06 \text{KN.m}$$

$$\text{A l'ELS} \quad M_A = M_C = -0.15 \times \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}; M_0^{CD}) \Rightarrow M_A = M_C = -1.64 \text{KN.m}$$

- Etage courant :

$$\mathbf{L'ELU} \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 11.56 \text{KN.m} \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.96 \text{KN.m (rive)} \\ -10.52 \text{KN.m (int erne)} \end{cases} \\ V^{Max} = 17.74 \text{KN} \end{cases} \quad \mathbf{I'ELS} \begin{cases} M_{Travée}^{Max} = 6.49 \text{KN.m} \\ M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.58 \text{KN.m (Rive)} \\ -7.54 \text{KN.m (int erne)} \end{cases} \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{cm}$$

$$h_0 = 4 \text{cm}$$

$$h = 24 \text{cm}$$

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

$$b_0 = 10 \text{cm}$$

$$d = 22 \text{cm}$$

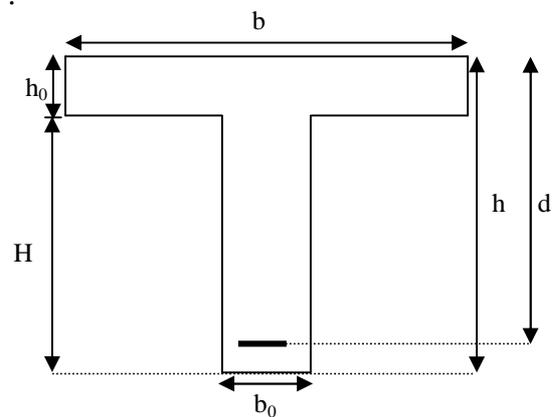


Figure III.4. Dimensions de la poutrelle

A)-Calcul à l'ELU

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

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

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

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

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

1)-Armatures longitudinales

- Ferrailage en travée

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

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

$$M_{tu} = 66.45 \text{KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 11.56 \text{KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.56 * 10^{-3}}{0.65 * (0.22)^2 * 14.2} = 0.025$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.038$$

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

nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.048$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.215m$$

$$A^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = 1.54cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.72cm^2$$

$A^{travée} = 1.54cm^2 < A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est non vérifiée.

On $A_s = 3\phi 10 = 2.36 cm^2$

2)-Ferrailage en appuis

- Appuis intermédiaire

$$M_{Interne}^a = -10.52KN.m$$

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.033$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont

pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.044$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.216m$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{inte}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = 1.39cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.26cm^2$$

$$A_a^{interm} = 1.39cm^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

$$\text{On prend } A_s = 1\phi 10 + 1\phi 12 = 1.92cm^2$$

- **Appuis de rive**

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

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$M_{Rive}^a = -2.86 KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.041$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »}$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa \text{ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas}$$

nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.052$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.215m$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.38cm^2$$

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

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.26cm^2$$

$$A_a^{rive} = 0.38cm^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

On prend $A_s = 1\phi 8 = 0.5 \text{ cm}^2$

- **Vérification de l'effort tranchant**

D'après le **CBA93 (art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 * d} = \frac{17.74 * 10^{-3}}{0.1 * 0.22} = 0.80 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.20 f_{c28} / 1.15; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

-Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 0.50 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 17.74 \times 10^{-3}}{400} = 0.49 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times \left[17.74 - \frac{10.52}{0.9 \times 0.22} \right] \times 10^{-3} = 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_l \geq 0.70 \text{ cm}^2$$

Aucune vérification à faire car au niveau de l'appui intermédiaire l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

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

D'après le **CBA93 (art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{17.74 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

- Pas risque de rupture à la jonction table -nervure

2) Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm} .$$

On choisit un étrier de $2\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'espacement**

Selon le CBA (art A.5.1.2.3) :

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} \bullet (0.9d, 40\text{cm}) = 19.8\text{cm} \\ \bullet \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57\text{cm} \\ \bullet \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 99.67 \end{array} \right.$$

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

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

a) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

a.1) Vérification de la bielle

D'après le CBA93 (art A.5.1.3) :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

$a \leq 0.9 \cdot d = 0.198 \text{ m}$ soit : $a = 0.162 \text{ m}$

$\Rightarrow V_u = 17.74 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.198 \times 0.1 \times 25 = 132.16 \text{ KN}$ vérifiée.

a.2) Vérification des armatures longitudinales :

- **Appuis de rives :**

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 17.74 \times 10^{-3}}{400} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$$A_L = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}8 = 2.86 \text{ cm}^2$$

$$A_L > \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Appui intermédiaire :**

$$A_a \geq [V_u + (Ma/0.9 \cdot d)] \gamma_s / f_e$$

$$A_a \geq [14.636 - (6.320/0.9 \cdot 0.22)] = -17.28$$

- Donc aucune vérification à faire.

Tableau III.13. Calcul des sections d'armatures des poutrelles

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)
Etage Courant	Travée	11.56	0.025	0.048	0.215	1.54	1.72	3HA10 =2.36
	Appui intermédiaire	10.52	0.033	0.044	0.216	1.39	0.26	1HA10+1HA12=1.92
	Appui de rive	2.86	0.041	0.052	0.216	0.38	0.26	1HA10 =0.78
Terrasse	Travée	12.74	0.041	0.052	0.214	2.05	1.52	3HA10 =2.36
	Appui intermédiaire	12.02	0.040	0.051	0.215	1.96	0.26	1HA10+1HA12 =1.92
	Appui de rive	3.06	0.039	0.052	0.216	0.49	0.26	1HA10 =0.78

B) Vérification des poutrelles 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.

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

BAEL 91(Article B.6.3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

➤ **En travée**

$$M_{Tser}^{max} = 6.49 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.36 \text{ (cm}^2\text{)}$$

-Position de l'axe neutre

$$H = b \times \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$A' = 0$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 0.244 \times 10^{-4} > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section en rectangulaire $b \cdot h$.

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$\Rightarrow \frac{0.65}{2} y^2 + 15(2.36 \times 10^{-4})y - 15(2.36 \times 10^{-4} \times 0.22) = 0$$

$$\Rightarrow Y=0.039\text{m}$$

-Calcul de moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 8323.14 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3.91 \times 6.49 \times 10^3}{8323.11} = 3.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• En appuis

$$M_{ser}^{\max} = 7.54 \text{ Kn.m}$$

$$A_s = 1.92 \text{ cm}^2$$

-Position de l'axe neutre :

$$H = b h_0^2 + 30 A' (h_0 - d') - 30 A (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = 1.903 \times 10^{-4} > 0$$

L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow calcul d'une section rectangulaire $b \cdot h$.

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

$$Y = 0.032 \text{ m}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 \Rightarrow I = 5877.75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3.20 \times 7.54 \times 10^3}{5877.752} = 4.10 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Vérification de la flèche : elle est évaluée selon les recommandations du *BAEL*

91 (Article.6.5) et celle du CBA 93.

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

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

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{24}{475} = 0.050 < \frac{1}{16}$$

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

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

Tel que :

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

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

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{475}{500} = 0.95cm$$

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.

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Contraintes (σ_s)

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

-Inerties fictives (I_f)

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

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

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

Evaluation des flèches

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

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.852 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.81 = 3.77 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.81 + 1.5) = 4.75 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.852 \times 5.05^2}{8} = 4.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.77 \times 5.05^2}{8} = 9.015 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.75 \times 5.05^2}{8} = 11.35 \text{ KN.m}$$

-Propriété de la section

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 65 \times 24 + 15 \times 2.36 = 1595.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1595.4} \times \left(\frac{65 \times 24^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 22 \right) \Rightarrow V_1 = 12.22 \text{ cm}$$

$$V_2 = 24 - 12.22 \Rightarrow V_2 = 11.78 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (12.22^3 + 11.78^3) + 15 \times 2.36 \times (11.78 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 75134.14 \text{ cm}^4$$

$$I = 832314 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 22} = 0.010$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$y = 0.039 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Coefficient de déformation instantané.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.013} = 3.281 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.28 = 1.31$$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{sj} = 63.62 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 116.24 \text{ Mpa} \quad ; \quad \sigma_{sp} = 172.13 \text{ Mpa}$$

Calcul des inerties fictives

$$\mu_j = 0.320 \quad ; \quad \mu_g = 0.548 \quad ; \quad \mu_p = 0.667$$

$$I_{f_{ij}} = 25928.25 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = 18996.85 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = 16670.81 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = 30934.96 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches

$$f_{ji} = \frac{4.42 \times 10^{-3} \times 5.05^2}{10 \times 32164.2 \times 25928.25 \times 10^{-8}} = 0.267 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{9.015 \times 10^{-3} \times 5.05^2}{10 \times 32164.2 \times 18996.85 \times 10^{-8}} = 3.762 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{11.35 \times 10^{-3} \times 5.05^2}{10 \times 32164.2 \times 16670.8 \times 10^{-8}} = 5.487 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{4.42 \times 10^{-3} \times 5.05^2}{10 \times 10721.4 \times 30934.96 \times 10^{-8}} = 1.398 \times 10^{-3} \text{ m}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (1.398 - 0.267 + 5.487 - 3.762) \times 10^{-3} = 2.856 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.285 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.95 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Vérification à l'ELS :**a) Etat limite de compression de béton :**

Tableau III.14. Vérification des états limites de compression du béton

		En travée			En appui			$\bar{\sigma}$ Mpa
		M_t KN.m	I cm ⁴	σ Mpa	M_a KN.m	I cm ⁴	σ Mpa	
Etage Courant	Poutrelles de type1	11.56	8324.14	3.594	3.931	3937.5	2.66	15
Terrasse	Poutrelles de type1	12.74	8324.14	3.594	3.913	3937.5	2.64	15

b) Etat limite de déformation :**Tableau III.15.** Vérification des états limites de déformation.

	Type	q_{jser} KN/m	q_{gser} KN/m	q_{pser} KN/m	M_{jser} KN.m	M_{gser} KN.m	M_{pser} KN.m	I_0 Cm ⁴	ρ	λ_i	λ_v
Etage service	1	1.852	3.77	4.75	4.42	9.015	11.35	48311.41	0.013	3.28	1.31
Terrasse	1	1.852	3.77	4.75	4.42	9.015	11.35	48311.41	0.013	3.28	1.31

	Type	σ_{sj} Mpa	σ_{sg} Mpa	σ_{sp} Mpa	μ_j	μ_g	μ_p	I_{fij} Cm ⁴	I_{fig} Cm ⁴	I_{fip} Cm ⁴
Etage courant	3	64.38	118.41	155.54	0.322	0.657	0.63	25928.2	19796.85	18337.15
Terrasse	2	64.38	130.11	155.54	0.322	0.756	0.63	25928.2	19940.13	18398.53

	type	I_{fvg} Cm ⁴	f_{ji} Mm	f_{gi} Mm	f_{pi} Mm	f_{gv} mm	Δf mm	f_{adm} mm
Etage courant	3	31034.23	0.501	1.230	1.646	2.53	2.030	7.93
Terrasse	2	30125.65	0.501	1.543	1.646	2.53	2.066	7.93

Etude de la dalle de compression**-Armatures perpendiculaires aux nervures**

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

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

-Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

- 20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soudé $TS \phi 5(150 \times 150)$

Schéma de ferrailage :



Figure III.5.Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Tableau III.16.Schéma de ferrailage des poutrelles

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Etage courant	<p>Le schéma montre une poutrelle en I sur un appui de rive. L'armature supérieure est constituée de 1HA10. L'armature inférieure est constituée de 3HA10. Le treillis soudé est noté $\phi 6 \text{ St}=15 \text{ cm}$.</p>	<p>Le schéma montre une poutrelle en I sur un appui intermédiaire. L'armature supérieure est constituée de 1HA12+1HA10. L'armature inférieure est constituée de 3HA10. Le treillis soudé est noté $\phi 6 \text{ St}=15 \text{ cm}$.</p>
Terrasse accessible	<p>Le schéma montre une poutrelle en I sur un appui de rive. L'armature supérieure est constituée de 1HA10. L'armature inférieure est constituée de 3HA10. Le treillis soudé est noté $\phi 6 \text{ St}=15 \text{ cm}$.</p>	<p>Le schéma montre une poutrelle en I sur un appui intermédiaire. L'armature supérieure est constituée de 1HA12+1HA10. L'armature inférieure est constituée de 3HA10. Le treillis soudé est noté $\phi 6 \text{ St}=15 \text{ cm}$.</p>

III.2. Etude des dalles pleines

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau

III.2.1. Dalle pleine sur quatre appuis

1. Evaluation des charges

$$G = 4.86 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.81 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 8.36 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{625} = 0.24 \Rightarrow \rho < 0.4$$

→ La dalle travail selon un seul sens L_x , (console).

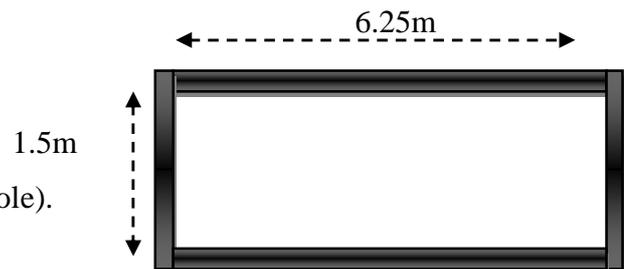


Figure III.6 : Schéma d'une dalle sur quatre appuis

2. Calcul à l'ELU :

Calcul des moments

$$M_U = \frac{P_u \cdot l^2}{2} \Rightarrow M_U = \frac{11.81 \times 1.5^2}{2} = 13.28 \text{ KN.m}$$

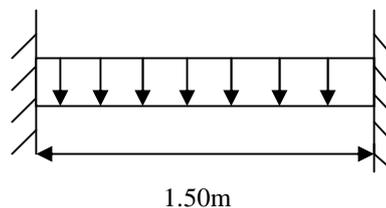


Figure II.7 Schéma statique

La dalle est sollicitée par les charges suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4.86 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ F = 1 \text{ KN/m (Charge concentrée du garde-corps)} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.81 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G + Q = 8.36 \text{ KN/m}^2 \\ F_u = 1.35 \cdot F = 1.35 \text{ KN/m} \\ F_s = 1 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Le calcul se fera pour une bande de 1m, ($b=1\text{m}$)

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} P_u = q_u \cdot b = 11.81 \text{ KN/m} \\ P_s = q_s \cdot b = 8.36 \text{ KN/m} \\ F_u = F_u \cdot b = 1.35 \text{ KN} \\ F_s = F_s \cdot b = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul du moment "Mu":

$$M_u = -(P_u \cdot L_x^2)/2 - F_u \cdot L_x = (11.81 \cdot 1.5^2)/2 + 1.35 \cdot 1.5 = 15.31 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage**• Armatures longitudinales**

$$\mu_{bu} = 0.067 \quad \alpha = 0.086 \quad Z = 0.122 \text{ m}$$

$$A_{cal} = 3.60 \text{ cm}^2 \quad A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2 \quad A_{adop} = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

• Armatures de répartitions

$$A_r = A_{adop} / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{et } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérifications à l'E.L.U**• Espacement :**

On a une fissuration préjudiciable :

$$\text{Donc: } S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$$

D'où $S_t = 25\text{cm}$ la condition est vérifiée.

Condition de non fragilité :

$$\text{On a : } A_{min} = 1.28\text{cm}^2 < A_{adop} = 4.52 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

• Cisaillement :

$$V_u = P_u \cdot L_x + F_u = 11.81 \cdot 1.5 + 1.35 = 19.065 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.151 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.136 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement

Vérifications l'E.L.S

- **Calcul du moment "Ms":**

$$M_s = (P_s \cdot L_x^2)/2 + F_s \cdot L_x = (8.36 \cdot 1.5^2)/2 + 1 \cdot 1.5 = 10.905 \text{ KN.m}$$

1. Etat limite de compression de béton :

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 4.86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 7909.13 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = [(10.90 \cdot 10^{-3}) / (7.909 \cdot 10^{-5})] \cdot 4.86 \cdot 10^{-2} = 6.69 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.69 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{10.905 \times 10^{-3}}{7.909 \times 10^{-5}} (12.6 - 4.86) \times 10^{-2} \leq \overline{\sigma}_s = \min [266.67; 201.63] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 160.01 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées

3. Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} e/l_x > 3/80 \Leftrightarrow 0.14/1.5 = 0.093 > 3/80 = 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ e/l_x > M_{tx} / (20 \times M_{0x}) \Leftrightarrow 0.14/1.5 = 0.093 > 15.31 / (20 \times 15.31) = 0.05 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.00056 < 0.005 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Le schéma de ferrailage :

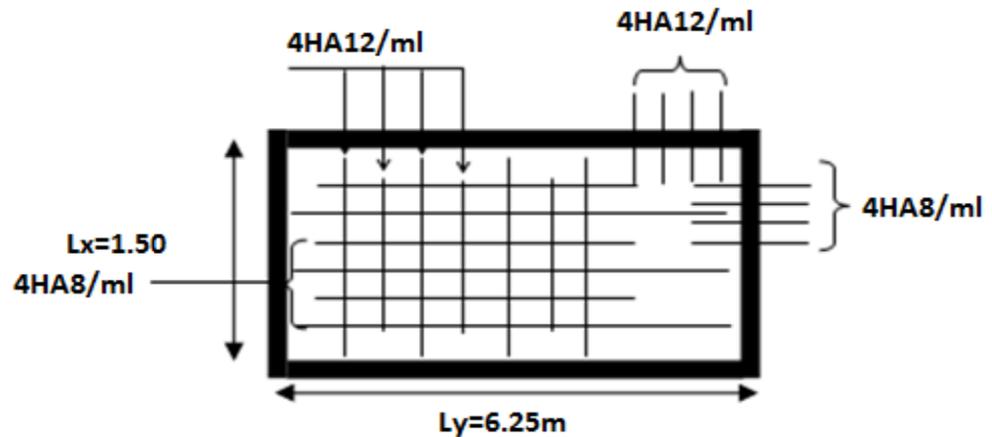


Figure III.8. Schéma de ferrailage d'une dalle sur quatre appuis

III.2.2. Dalles pleines sur trois appuis

$$G = 4.86 \text{KN/m}^2, \quad Q = 3.5 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.81 \text{KN/m}$$

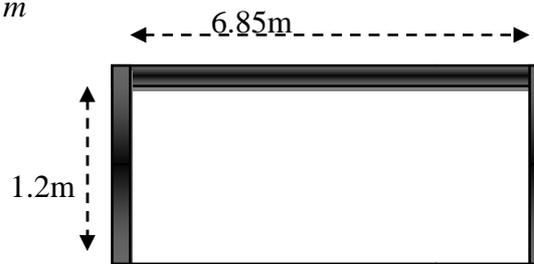


Figure III.9 : Schéma d'une dalle sur trois appuis

$$\text{A l'ELS} : P_s = G + Q = 8.36 \text{KN/m}$$

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

2. Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1.20}{6.85} = 0.175 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{6.85}{2} = 3.425 \Rightarrow L_x < L_y/2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0x} = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \\ M_{0y} = \frac{P \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

$$\text{On a : } G = 4.86 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 11.81 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4.86 + 3.5 = 8.36 \text{ KN/m}^2$$

3. Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0x} = 11.81 \times \frac{1.2^2}{2} \times 6.85 - 2 \times 11.81 \times \frac{1.2^3}{3} \Rightarrow M_x = 44.63 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 11.81 \times \frac{1.2^3}{6} \Rightarrow M_y = 3.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée

$$\begin{cases} M_x = 0.85 M_{0x} = 37.93 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.85 M_{0y} = 2.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-En appuis

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.3 M_{0x} = -13.39 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.3 M_{0y} = -1.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Calcul de la section d'armatures

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \times h) = (1 \times 0.16) \text{ m}^2$.

$$\text{Le diamètre des barres utilisées doit être : } \phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{16}{10} (= 1.6 \text{ cm})$$

$$d_x = 0.9 \times e \Rightarrow d_x = 14.4 \text{ cm}$$

$$d_y = 0.8 \times e \Rightarrow d_y = 12.8 \text{ cm}$$

En travée

- Sens xx

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{37.93 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.128 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.172; \quad Z = d_x \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.134 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{37.93 \times 10^{-3}}{348 \times 0.134} \Rightarrow A = 8.12 \text{ cm}^2$$

- Sens yy

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.128^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.012 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.015; Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.127 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{2.89 \times 10^{-3}}{348 \times 0.127} \Rightarrow A = 0.65 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{13.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.128^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.057 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.074 ; z = 0.124 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{13.39 \times 10^{-3}}{348 \times 0.124} \Rightarrow A = 3.09 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{y \min} = A_{x \min} = 0.0008 \times b \times e$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

Ferraillage

Tableau.III.17.Le ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En Travée	Selon y	2.89	0.012	0.015	0.127	0.65	1.28	4HA10=3.16
	Selon x	37.93	0.128	0.172	0.134	8.12	1.28	7HA14=10.78
En appui	Selon x et y	13.39	0.057	0.074	0.124	3.09	1.28	4HA12=4.52

4. Calcul de l'espacement des armatures

armature// à Lx : $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$. Donc $S_t \leq 45 \text{ cm}$; On opte : $S_t = 15 \text{ cm}$

armature// à Ly : $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$. Donc : $S_t \leq 33 \text{ cm}$; On opte: $S_t = 25 \text{ cm}$

5. Vérification a l'E.L.U

- L'effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.81 \times 6.85}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.175}{2}} = 37.19 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{37.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144} \Rightarrow \tau_{\max} = 0.258 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement

6. Vérification a l'E.L.S

- État limite de compression du béton

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

$$\begin{cases} M_{0x} = 8.36 \times \frac{1.2^2}{2} \times 6.85 - 2 \times 8.36 \times \frac{1.2^3}{3} \Rightarrow M_{0x} = 31.60 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 8.36 \times \frac{1.2^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 2.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2$$

Tableau III.18. Vérification de l'état limite de compression de béton

	Sens	M (KN.m)	A (Cm ²)	Y (Cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
En travée	Selon x	26.86	10.78	5.30	18.35×10^{-5}	7.76	15
	Selon y	2.03	3.16	3.25	7.13×10^{-5}	0.89	15
En appui	Selon x et y	9.42	4.52	3.79	9.45×10^{-5}	3.77	15

Donc la condition $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ est vérifiée.

- Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

Tableau III.19. Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

	Sens	M (KN.m)	A (Cm ²)	Y (Cm)	I (m ⁴)	σ_{st} (Mpa)	$\overline{\sigma}_s$ (Mpa)
En travée	Selon x	26.86	10.78	5.30	18.35×10^{-5}	199.8	201.63
	Selon y	2.03	3.16	3.25	7.13×10^{-5}	40.78	201.63
En appui	Selon x et y	9.42	4.52	3.79	9.45×10^{-5}	158.64	201.63

Donc la condition $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_s$ est vérifiée.

- **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

Sens x-x :

$$\begin{cases} e/l_x > 3/80 \Leftrightarrow 0.16/1.2 = 0.13 > 3/80 = 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ e/l_x > M_{tx} / (20 \times M_{0x}) \Leftrightarrow 0.16/1.2 = 0.13 > 26.86 / (20 \times 26.86) \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.004 < 0.005 \Rightarrow \text{vérifiée.} \end{cases}$$

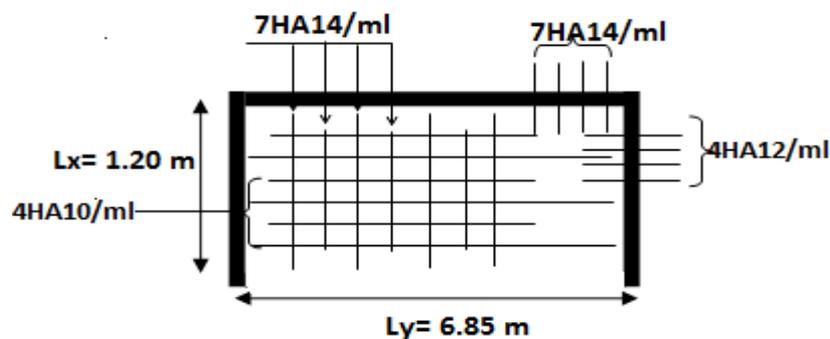
Sens y-y :

$$\begin{cases} e/l_y > 3/80 \Leftrightarrow 0.16/6.85 = 0.023 > 3/80 = 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ e/l_y > M_{ty} / (20 \times M_{0y}) \Leftrightarrow 0.16/6.85 = 0.023 > 2.03 / (20 \times 2.03) = 0.03 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.002 < 0.005 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

Avec e : est l'épaisseur de la dalle.

Les conditions de la flèche sont vérifiées dans les deux sens.

Schéma de ferrailage :

**Figure III.10.** Schéma de ferrailage d'une dalle sur trois appuis

III.2.3. Dalles pleines sur deux appuis

1. Calcul des sollicitations

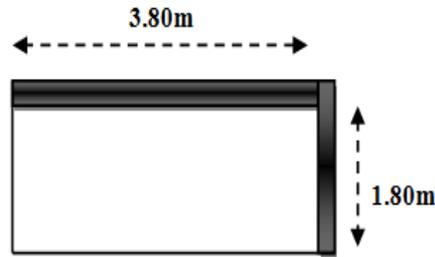


Figure III.11 : Schéma d'une dalle sur deux appuis

- **Calcul du chargement**

$$G=4.86\text{KN/m}^2; Q=3.5\text{KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 3.5 = 11.81 \text{KN/ml.} \\ q_s = 4.86 + 3.5 = 8.36 \text{KN/ml.} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{3.80} = 0.47 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } l_x \text{ et } l_y$$

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

$$\text{à l'ELU} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1008 \\ \mu_y = 0.2500 \end{array} \right. \quad v = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.47$$

$$\text{à l'ELS} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.1038 \\ \mu_y = 0.3402 \end{array} \right. \quad v = 0.2 \quad \text{et} \quad \rho = 0.47$$

- **Calcul de Mx_0 et My_0**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.1008 \times 11.81 \times 1.8^2 = 3.85 \text{KN.m/ml} \\ M_{0u}^x = \mu_y \times M_0^x = 0.2500 \times 3.85 = 0.96 \text{KN.m/ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.1038 \times 1.8^2 \times 8.36 = 2.81 \text{KN.m/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.3402 \times 2.81 = 0.95 \text{KN.m/ml} \end{array} \right.$$

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

- **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 3.27 \text{KN.m/ml} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 0.82 \text{KN.m/ml} \\ M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 2.39 \text{KN.m/ml} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 0.81 \text{KN.m/ml} \end{array} \right.$$

- En appuis

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.3M_{0u}^x = -1.15KN.m/ml \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.3M_{0ser}^x = -0.84KN.m/ml \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{3} = \frac{11.81 \times 1.8}{3} = 7.08KN$$

$$V_y = \frac{P \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 8.60KN$$

• **Ferrailage**

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \phi \leq 12mm$

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.
Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens

Tableau III.20: Calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis

En travée				
	A calculé (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A adopté (cm ² /m _l)	S _t (cm)
Sens-x	0.75	1.28	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.21	1.12	3HA8=1.51	33
En appuis				
Sens x, sens-y	0.29	1.28	4HA8=2.01	25

$$e \geq 12cm \text{ et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.0008$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification de l'espace

Sens x : $S_t = 25cm \leq \min(3.e; 33cm) = 33cm$ condition vérifiée

Sens y : $S_t = 33cm \leq \min(4.e; 45cm) = 45cm$ condition vérifiée

Vérification des armatures secondaires

En travée : $A_y = 1.51cm^2 > \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5cm^2$ vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.60 \times 10^{-3}}{1 \times 0.112} = 0.076 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes

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

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

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

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Tableau III.21: contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	Remarque
Selon x-x	2.39	2.45	3596.28	1.62	15	Vérifier
Selon y-y	0.81	2.62	2266.84	0.93	15	Vérifier
Appui	-1.15	2.45	3596.28	0.78	15	Vérifier

Vérification de la flèche

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

Sens x-x

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

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y

$\frac{h}{L} = \frac{14}{380} = 0.036 < \frac{1}{16}$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} cm \Rightarrow f_{adm} = \frac{380}{500} = 0.76 cm$

Propriété de la section :

$y = 2.62 cm$; $I = 2266.84 cm^4$; $E_I = 32164.2 Mpa$; $E_v = 10721.4 Mpa$; $A_s = 1.51 cm^2$

Evaluation des moments en travée

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 1.22 = 1.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 1.69 = 1.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 2.56 = 2.18 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel Socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.048 cm$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.056 cm$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.044 cm < f_{adm} = 0.76 cm$ vérifiée

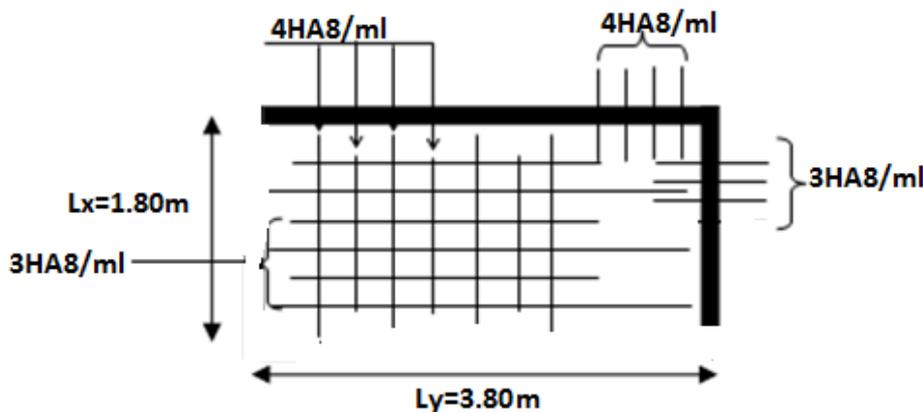


Figure III.12: Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis

III.2.4. Dalle sur un seul appui :

Le balcon (dalle sur 1 appui) :

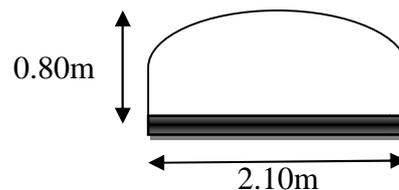


Figure III.13 : Schéma d'une dalle sur un seul appuis

Dans ce cas, le balcon est calculé comme une console sollicitée par les charges suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G= 4.86 \text{ KN/m}^2 \\ Q= 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ F= 1 \text{ KN/m (Charge concentrée du garde-corps)} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } \left\{ \begin{array}{l} q_u= 1.35G+1.5Q= 11.81 \text{ KN/m}^2 \\ q_s= G+Q= 8.36 \text{ KN/m}^2 \\ F_u= 1.35.F= 1.35 \text{ KN/m} \\ F_s= 1 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Le calcul se fera pour une bonde de 1m, (b=1m)

$$\text{D'où : } \left\{ \begin{array}{l} P_u= q_u \cdot b= 11.81 \text{ KN/m} \\ P_s= q_s \cdot b= 8.36 \text{ KN/m} \\ F_u= F_u \cdot b= 1.35 \text{ KN} \\ F_s= F_s \cdot b= 1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul du moment "Mu":

$$M_u= (P_u \cdot L_x^2)/2 + F_u \cdot L_x= (11.81 \cdot 0.8^2)/2 + 1.35 \cdot 0.8= 4.86 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage

• Armatures longitudinales

$$\mu_{bu}= 0.021 \quad \alpha = 0.026 \quad Z= 0.1125 \text{ m}$$

$$A_{cal}= 1.18 \text{ cm}^2 \quad A_{min}= 1.28 \text{ cm}^2 \quad A_{adop}= 4HA8= 2.01 \text{ cm}^2$$

• Armatures de répartitions

$$A_r= A_{adop}/ 4= 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_r= 4HA8= 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{et } S_t= 25 \text{ cm}$$

Vérifications à l'E.L.U

• Espacement :

On a une fissuration préjudiciable :

$$\text{Donc: } S_t \leq (2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$$

D'où $S_t= 25\text{cm}$ la condition est vérifiée.

Condition de non fragilité :

On a : $A_{\min} = 1.28 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}} = 2.01 \text{ cm}^2$

La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Cisaillement :**

$V_u = P_u \cdot L_x + F_u = 11.81 \cdot 0.8 + 1.35 = 10.79 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.085 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.085 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement

Vérifications l'E.L.S

- **Calcul du moment "Ms":**

$$M_s = (P_s \cdot L_x^2) / 2 + F_s \cdot L_x = (8.36 \cdot 0.8^2) / 2 + 1 \cdot 0.8 = 3.47 \text{ KN.m}$$

1. Etat limite de compression de béton :

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 3596.28 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = [(3.47 \cdot 10^{-3}) / (3.596 \cdot 10^{-5})] \cdot 2.45 \cdot 10^{-2} = 2.36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_{e}; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{3.47}{3.596} (126 - 2.45) \leq \bar{\sigma}_s = \min [266.67; 201.63] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 146.98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées

3. Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} e/l_x > 3/80 \Leftrightarrow 0.14/0.8 = 0.175 > 3/80 = 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ e/l_x > M_{tx} / (20 \times M_{0x}) \Leftrightarrow 0.14/0.8 = 0.175 > 3.47 / (20 \times 3.47) = 0.05 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.00253 < 0.005 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Le schéma de ferrailage :

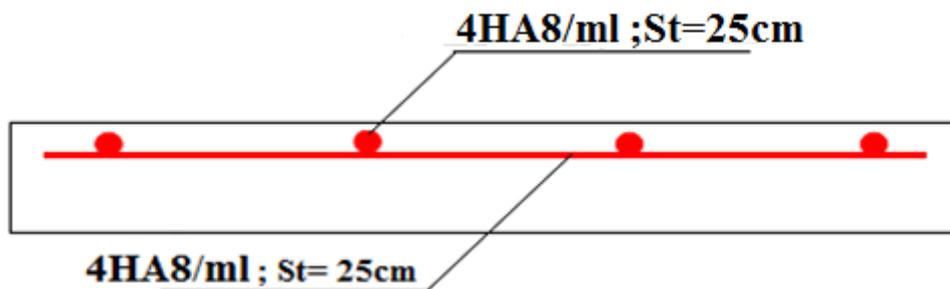


Figure III.14. Schéma de ferrailage d'une dalle sur un seul appui

III-3 Etude d'escalier

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pieds d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

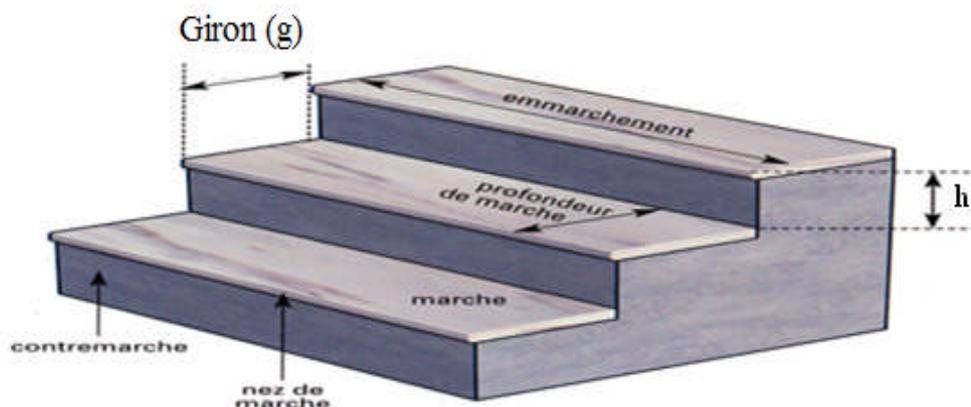


Figure III.15 : Vue en plan d'un escalier

Dans notre cas on distingue un seul type d'escalier :
-escalier droit à deux volées.

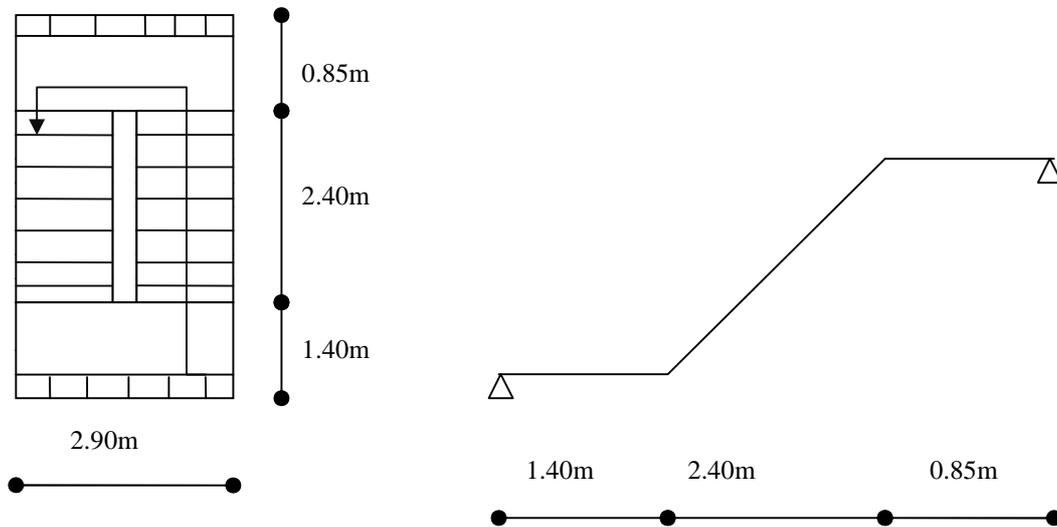


Figure III.16 : Schéma statique de l'escalier

❖ Evaluation des charges et surcharges

La volée

$$\begin{cases} G_v = 6.42 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_v = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

- Le palier :

$$\begin{cases} G_p = 5.06 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_p = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

❖ Combinaison de charges

- Pour la volée

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.42 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 9.92 \text{ KN/m}$$

- Pour le palier

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.58 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.56 \text{ KN/m}$$

III-3-1 Les sollicitations**1) à l'ELU**

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.

- La méthode R.D.M.

- Les sollicitations sont calculées par la méthode R.D.M.

$$\bullet \sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 10.58 \times 1.35 + 12.42 \times 2.4 + 10.58 \times 0.6$$

$$\bullet \Leftrightarrow R_A + R_B = 50.44 \text{ KN}$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow (10.58 \times 1.35 \times \frac{1.35}{2}) + (12.42 \times 2.4) (\frac{2.4}{2} + 1.35)$$

$$+ (10.58 \times 0.6) \times (\frac{0.6}{2} + 2.4 + 1.35) = R_B (1.35 + 2.4 + 0.6)$$

$$\rightarrow R_B = 25.06 \text{ KN} \quad \text{et} \quad R_A = 24.83 \text{ KN.}$$

❖ **Moment fléchissant**

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$$

$$M(x) = 24.83x - 10.58 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.35) = 23.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet \quad 1.35 \leq x \leq 3.75 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M(1.35) = 26.80 \text{ KN.m} \\ M(3.75) = 23.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\bullet \quad 0 \leq x \leq 1.3 \text{ m} \quad :$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(0.6) = 13.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le moment max à 'x₀' tel que :

$$dM/dx = 0 \quad x_0 = 0.85 \text{ m}$$

$$M_0^{\max}(0.85) = 28.36 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$\diamond 0 \leq x \leq 1.35m$$

$$T_Y(x) = -24.83 + 10.58x$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = -24.83KN \\ T_Y(1.35) = -10.54KN \end{cases}$$

$$\diamond 1.35 \leq x \leq 3.75m$$

$$T_Y(x) = 14.28 - 24.83 + 12.42x$$

$$\begin{cases} T_Y(1.35) = -6.21KN \\ T_Y(3.85) = 36.02KN \end{cases}$$

$$\diamond 0 \leq x \leq 0.6m$$

$$T_Y(x) = -10.58x + 25.06$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 25.06KN \\ T_Y(0.6) = 18.71KN \end{cases}$$

Moment en travée et en appui

$$M^t = 0,75 \times M_0 = 0,75 \times 28.36 = 21.27KN.m$$

$$M^a = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 28.36 = 14.18KN.m$$

III-3-2 Ferrailage d'escalier

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

a) En travée

$$M^t = 21.27KN.m$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{21.27 * 10^{-3}}{1 * (0.12)^2 * 14.2} = 0.104$$

$$\mu_{bu} = 0.104 < \mu_l = 0.392.$$

Pivot A, et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\% f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.058$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.137 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{d(1 - 0.4\alpha)f_{st}} = 4.46 \text{cm}^2$$

On adopte : 5HA12 = 5.65 cm²

b) En appuis

$$M^a = 14.18 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.069$$

$$\mu_{bu} = 0.054 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.089$$

$$Z = 0.115 \text{m}$$

$$A_s = 3.54 \text{cm}^2$$

On adopte : 5HA10 = 3.93 cm²

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.22. : Ferrailage à ELU

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{Cal} (cm^2)$	$A_{Adopte} (cm^2)$
Travée	21.27	0.104	0.058	0.137	4.46	5HA12=5.65
Appui	14.18	0.069	0.089	0.115	3.54	5T10=3.93

❖ Vérifications condition de non fragilité [BAEL91]

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{cm}^2$$

$$A^t = 5.65 > 1.45 \text{cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

$$A^a = 3.93 > 1.45 \text{cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

❖ Armatures de répartition

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

- En travée

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2 \quad \text{soit : } 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2,$$

- En appuis

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{cm}^2 \quad \text{soit : } 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2,$$

❖ Vérification au cisaillement BAEL 91(Art A.5.1, 211)

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{36.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.300 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.300 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

❖ Vérification de l'espacement des armatures

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : $(3h; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$
- Les armatures secondaires : $(4h; 33 \text{cm}) = 45 \text{cm}$

➔ Ces conditions sont vérifiées dans les deux directions

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage de l'appui

D'après le BAEL91 (article 5. 13. 2) on a deux types :

- L'influence sur le béton

On vérifie que

$$V_{\max} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 0.12 = 0.108$$

$$0.267 \times a \times b \times f_{c28} = 0.267 \times 0.108 \times 1 \times 25 = 0.721 \text{MN}$$

$$V_{\max} = 36.02 \text{KN} \leq 721 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Vérfifié}$$

- Influence sur les armatures longitudinales

$$A_l = A_{\text{sup}} + A_{\text{inf}} = 3.93 + 5.65 = 9.58 \text{ m}^2$$

$$\text{On vérifie que : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_{\text{max}} = \frac{1.15}{400} \times 36.02 \times 10^{-3} = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 9.58 \text{ cm}^2 \geq 1.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

Vérification de la section à l'ELS

$$q_v = 8.95 \text{ KN / m}^2$$

$$q_p = 7.56 \text{ KN / m}^2$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.23. : Sollicitation à ELS

	R _A (KN)	R _B (KN)	M ₀ (KNm)	M _t ^{max} (KNm)	M _A =M _B ^{max} (KNm)	Vu(KN)
ELS	18.24	17.98	21.33	15.99	10.66	25.52

➤ Etat limite d'ouverture des fissures

Les éléments (escalier) sont couvertes alors la fissuration est peu nuisible, BAEL91 (Art A57.

5. 3. 2) : aucune vérification n'est effectuée.

➤ Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} * Y < \overline{\sigma}_{bc}$$

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

Équilibre des forces ➔ Equilibre des moments statiques par rapport à l'axe neutre.

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 Ay - 15 Ad = 0$$

On résume les calculs dans le tableau ci après

Tableau III.24. : Etat limite de compression du béton :

	M_{ser} (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
En travée	15.99	0.051	2.042	3.99	15	
En appui	10.66	0.048	1.623	3.14	15	

➤ **Vérification de l'état limite de déformation**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.039 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée)} \quad \text{(BAEL.91)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad 0.038 < 0.0749 \dots \dots \dots \text{(Non vérifiée)}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0042 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{(Vérifiée)}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,216 \text{ cm} \\ f_{adm} &= 0.5 + \frac{1}{1000} = 1.015 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Schéma de ferrailage

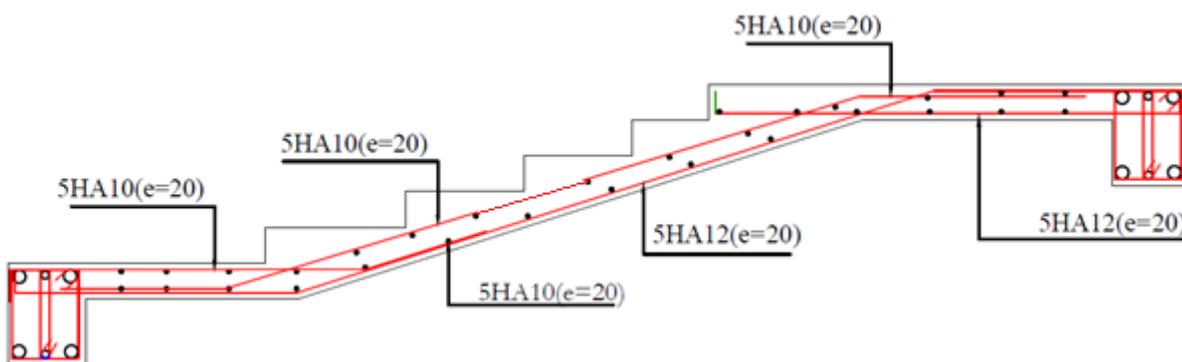


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.3.3. Etude de la poutre palière

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

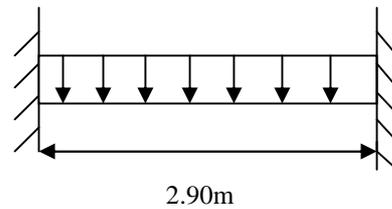
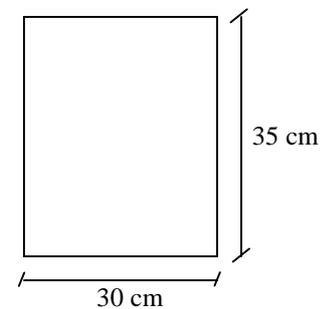


Figure III.18: schéma de la poutre palière.

❖ Pré dimensionnement

- Condition de la flèche

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 20.33\text{cm} < h < 30.5\text{cm}$$



Selon le RPA99 (version 2003 article 9.3.3)

$$\text{Le RPA exige : } \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{On adopte : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

- Les conditions du RPA2003

$$\text{Zone II : } \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \begin{matrix} b = 30\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \\ \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4 \end{matrix}$$

Donc c'est vérifiée pour $(b \cdot h) = (30 \cdot 35)$

❖ Evaluation des sollicitations

Pour calculer les sollicitations, on considère la poutre bi encadrée à ses deux extrémités.

La poutre reprend son poids propre, le poids du palier et celui de la volée

- Poids propre de la poutre : $g = 0.30 \cdot 0.35 \cdot 25 = 2.625 \text{ KN/m}^2$

- Poids de la volée : $G_v = 6.42 \text{ KN/m}^2$
- Poids du palier : $G_p = 5.06 \text{ KN/m}^2$

Donc :

$$G = 2.625 + 6.42 + 5.06 = 14.10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 22.78 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = G + Q = 16.60 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul à la flexion simple

- ELU

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 22.78 \text{ KN/ml}$$

$$M^t = \frac{Q_u \times L^2}{24} = 8.82 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -\frac{Q_u \times L^2}{12} = -17.65 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = 34.74 \text{ KN}$$

- ELS

$$Q_s = G + Q = 16.60 \text{ KN/ml}$$

$$M^t = \frac{Q_s \times L^2}{24} = 6.43 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -\frac{Q_s \times L^2}{12} = -12.86 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{Q_s \times L}{2} = 25.31 \text{ KN}$$

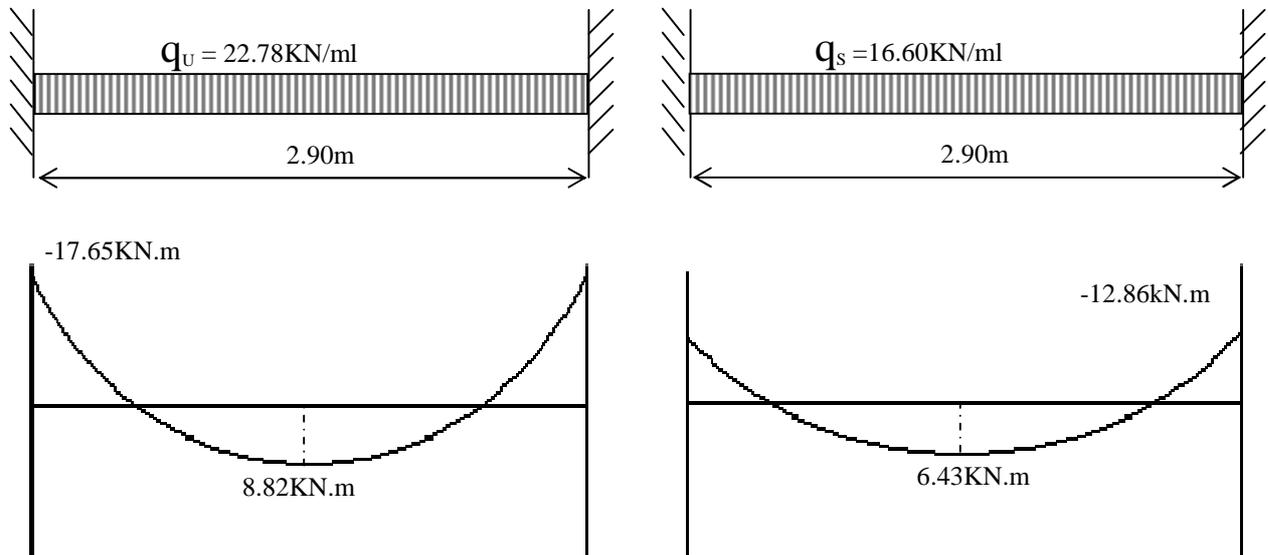


Figure III.19 : Diagramme des moments de la poutre palière.

❖ Ferrailage

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.25: Calcul des armatures principales.

Elément	Moment (kN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Travée	8.89	0.018	0.022	0.32	0.79	5.25
Appui	17.79	0.036	0.046	0.32	1.59	5.25

❖ Exigence du RPA (Art7.5.2.1)

$$A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$$

On ferraille donc avec le $A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$.

➤ Vérification à l'ELU

- Effort tranchant

$$V_u = 34.74 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.350 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{C28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

C'est vérifié.

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

❖ Influence sur le béton

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28} \quad a = 0.9 \times d = 0.9 \times 33 = 29.7 \text{ cm}$$

$$V^{\max} = 594.74 \text{ KN} > V_u = 34.74 \text{ KN}.$$

❖ Influence sur les armatures inférieures

$$V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \leq 0 \Rightarrow 34.74 - \frac{17.65}{0.9 \times 0.33} = -24.68 \leq 0$$

Les armatures inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

❖ Calcul de l'espacement S_t

$S_t \leq \min(0.9 \times d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 29.7 \text{ cm}$ On opte : $S_t = 20 \text{ cm}$ en travée et en appui.

❖ Calcul des armatures transversales à la flexion simple

$$A_t \geq \frac{0.40 \times b \times S_t}{f_e} \geq \frac{0.40 \times 300 \times 200}{400} = 0.60 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul à la torsion

M_{tor} : Calculé par la méthode d'RDM, ce moment engendré par les charges ramenées par le palier et la volée).

$$M^{\text{torsion}} = M^a = -14.18 \text{ KN.m}$$

L'expérience montre que pour une section pleine, le noyau de cette dernière ne joue aucun rôle dans l'ELU de la torsion donc on considère une section creuse d'épaisseur fictive.

❖ Principe BAEL (Chap.II.b)

La section réelle est remplacée par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi

A_1 : section d'acier

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

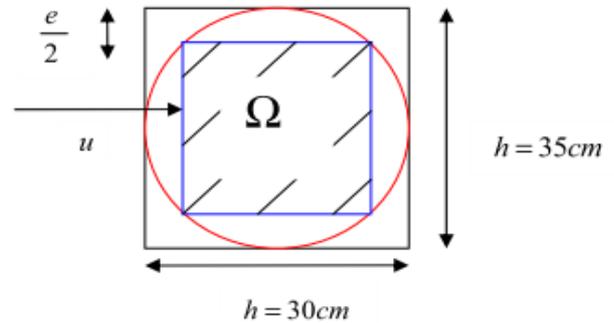


Figure III.20 : Section considérée dans le calcul de la torsion

- Calcul de Ω : aire du contour du tracé à mi-épaisseur de la paroi.

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 750\text{cm}^2 ; U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 110\text{ cm}$$

- **Ferrailage**

La section des armatures longitudinales et transversales est donnée par :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_t \cdot \gamma_s} = \frac{A_t \cdot f_e}{\mu \cdot \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega}$$

- Armatures longitudinales :

$$A_1 = \frac{M_t \cdot \mu \cdot \gamma_s}{2 \cdot f_e \cdot \Omega} = 1.86\text{cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8\text{cm}^2$$

- Armatures transversales :

$$A_t = \frac{M_t \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = 0.338\text{cm}^2$$

- Conclusion

La section de ferrailage totale(A) est calculée en flexion + torsion.

- Section d'armatures finale

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.26 : Section d'armatures

Ferrailage (cm ²)	Flexion simple		Torsion	A_{tot}		A_{dopte}
	En Travée	En Appui		En Travée	En appui	$A_t=A_{app}$
Armatures Longitudinales	5.25	5.25	1.86	$5.25+1.86/2=6.18$	6.18	3HA14+2HA12=6.88
Armatures Transversales	0.60		0.340	0.6+0.34=0.94		$3\phi 8=1.51\text{cm}^2$ (1cadre $\phi 8$, épingle $\phi 8$; St=20cm)

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$$

BAEL (ChapI.III)

On a :

$$V_{\max} = 34.74 \text{ KN} ; \tau_{flexion} = 0.350 \text{ MPa} ;$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification à ELS

-Vérification de la contrainte de béton

Tableau III.27: Vérification de la contrainte de béton

Position	M_{ser} (KN.m)	Y(m)	I (cm ⁴)	A(cm ²)	$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I}$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	6.43	0.12	62791.2	6.88	1.22	15	Vérifiée
Appui	12.86	0.12	62791.2	6.88	2.45	15	Vérifiée

-Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 1.02 > 0.0625$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0069 < 0.01$$

La vérification de la flèche n'est nécessaire.

- Schéma de Ferrailage de la poutre palière

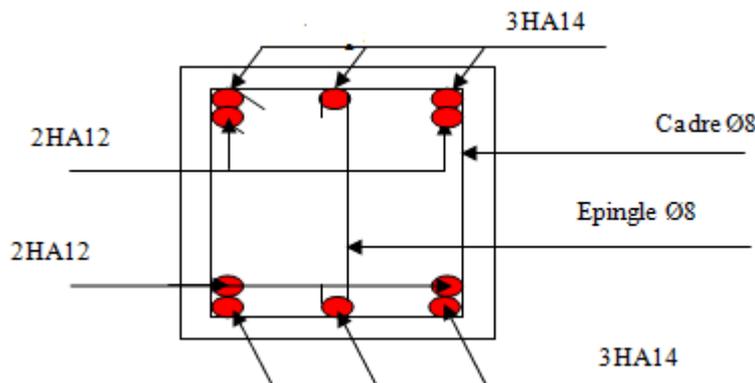
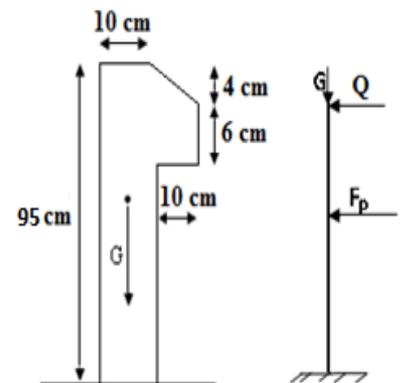


Figure III.21 : Ferrailage de la poutre palière.



III.4.Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encadrée dans le plancher soumis à son Poids propre

Figure III.22.Dimensions de l'acrotère

(G), et à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

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

La fissuration est considéré nuisible.

III.4.1.Hypothèse de calcul

Evaluation des charges

$$\text{Poids propre : } S = (10 \times 95) + \left(\frac{4 \times 10}{2}\right) + (6 \times 10) \Rightarrow S = 1030 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25 \times 0.103 \times 1 \text{ m} \Rightarrow G_1 = 2.57 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit extérieur (ciment: } e = 1.5 \text{ cm): } G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.95 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.28 \text{ KN}$$

Poids d'enduit intérieur (ciment: $e = 2 \text{ cm}$) :

$$G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.95 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.38 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total : } W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.23 \text{ KN}$$

La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$

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

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

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

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.23 \Rightarrow F_p = 1.55 \text{ KN.}$$

1. Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 5.74 \text{ cm}; Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 48.44 \text{ cm}$$

$$N_G = 3.23 \text{ KN}$$

$$\text{L'acrotère est soumis à : } M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.95 \Rightarrow M_Q = 0.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.55 \times 0.4844 \Rightarrow M_{F_p} = 0.75 \text{ KN.m}$$

Tableau.III.28.Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	3.23	4.36	3.23
M(KN.m)	1.70	1.42	0.95

- **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.42}{4.36} \Rightarrow e_1 = 0.32m; \quad \frac{h}{6} = \frac{h}{6} = 0.16m$$

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

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

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_{a=} \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 3.8cm. \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \dots$$

(RPA Article A.4.3.5)

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

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

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

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.9m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc: } \quad e_2 = 0.0045m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.20m$$

- **Calcul à l'E.L.U**

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 4.86.KN ; M_u = N_u \times e = 4.36 \times 0.20 \Rightarrow M_u = 0.97KN.m$$

2. Ferrailage :

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 7 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.97 + 4.86 \times \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} = 1.07KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.015) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) \Rightarrow \alpha = 0.018; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.07m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.07 \times 10^{-3}}{0.07 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.44cm^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.44 \times 10^{-4} - \frac{4.86 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.30cm^2$$

3. Vérification à l'E.L.U

- **La condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.07 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.84cm^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 cm^2 / ml$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4HA8 = 2.01cm^2 / ml$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.3 cm$. On adopte $S_t = 25 cm$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 95/3 = 31.66 cm$. On adopte $S_t = 25 cm$.

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.55 + 1 \Rightarrow V_u = 2.55 KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} \Rightarrow \tau_u = 0.033 MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

\Rightarrow Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

$\Sigma \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 cm$$

$$\tau_{se} = 2.55 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.07 \times 0.10048) \rightarrow \tau_{se} = 0.40MPa$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83MPa \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = 0.40MPa < 2,83MPa \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

4. Vérification à l'ELS

$d = 0.07 \text{ m}$; $N_{ser} = 3.23 \text{ KN}$; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.95 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HA

• Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times fe; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

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.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.95/3.23) + (0.07 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.31 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\rightarrow c = 0.07 - 0.31 \Rightarrow c = -0.24 \text{ m.}$

$$c = -0.24 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

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

$$P = -3 \times (-0.24)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.07 + 0.24}{1} \Rightarrow P = -0.154 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.24)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 + 0.24)^2}{1} \Rightarrow q = 0.024 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0.234 \Rightarrow y_{ser} = 0.004 \text{ m.}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = -1.98 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.86 \times 10^{-3}}{-1.98 \times 10^{-4}} \times 0.004 \Rightarrow \sigma_{bc} = -0.098 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{4.86 \times 10^{-3}}{-1.98 \times 10^{-4}} \times (0.07 - 0.004) \Rightarrow \sigma_s = -1.10 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Schéma de ferrailage :

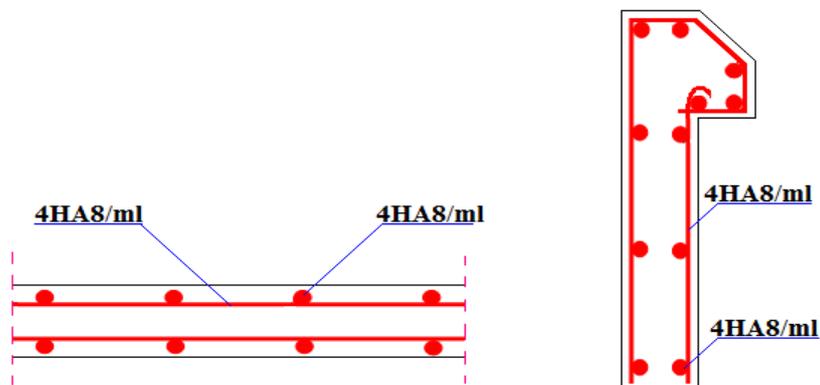


Figure III.23.Schéma de ferrailage de l'acrotère

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.

III.5.1. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.16 = 4 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

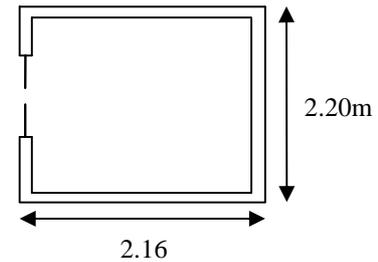
$$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=4cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.88 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{4.752} = 30.51 \text{ KN/m}^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 35.39 \text{ KN/m}^2.$$

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



A) Cas d'une charge répartie

1. Calcul des sollicitations

Figure III.24. Dalle sur quatre appuis

L'ELU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 35.39 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 49.28 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.16}{2.20} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0348 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0348 \times 49.28 \times 2.16^2 \Rightarrow M_0^x = 8 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.63 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments réels

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 6 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 5.72 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_0^x = 4.11 \text{ KN}$$

- Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 16cm d'épaisseur à la flexion simple avec :

$$d_x = 0.9 \times e \Rightarrow d_x = 14.4 \text{ cm}$$

$$d_y = 0.8 \times e \Rightarrow d_y = 12.8 \text{ cm}$$

Tableau III.29. Calcul de la section de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A^{adp} (cm ² /ml)
Travée	x-x	6	0.021	0.026	0.146	1.21	1.60	4HA10= 3.14
	y-y	5.72	0.025	0.032	0.126	1.15	1.60	4HA10= 3.14
Appui	x-x ;y-y	4.11	0.018	0.022	0.127	0.93	1.60	4HA10= 3.14

a) Vérification à l'E.L.U

- **Condition de non fragilité**

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_{min_x} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.98}{2} \right) \times 100 \times 16 = 1.30 \text{ cm}^2$.

Sensyy : $\Rightarrow A_{min_y} = \rho_a b h = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$

En appui : $A_{min_x} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.98}{2} \right) \times 100 \times 16 = 1.30 \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements**

Armatures // L_x : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant**

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

$\rho = 0.98 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 36.44 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 36.69 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{36.69 \times 10^{-3}}{1 \times 0.128} = 0.28 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.30. Vérification à l'effort tranchant

	q_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS
Sens x-x	36.44	0.25	1.25	Vérifiée
Sens y-y	36.69	0.28	1.25	Vérifiée

b) Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q \Rightarrow q_{ser} = 36.39 + 1 \Rightarrow q_{ser} = 37.39 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0457 \\ \mu_y = 0.9694 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 7.97 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.72 \text{ KNm} \end{cases}$$

Travée

$$\text{Sens x-x}' : M_{tser}^x = 0.75 \times M_0^x = 5.97 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_{tser}^y = 0.75 \times M_0^y = 5.79 \text{ KNm}$$

Appuis

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 7.97 = 3.98 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay} = 3.98 \text{ KN.m.}$$

- Vérification des contraintes dans le béton**

On vérifie : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y, \quad y=3.335 \text{ cm}, \quad I=10530.18 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} (= 1.89 \text{ MPa}) < \bar{\sigma}_{bc} (= 15 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Vérification des contraint

Localisation		M_{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)
travée	Sens xx	5.97	3.14	3.335	1.89
	Sens yy	5.79	3.14	3.224	1.34
Appui		3.98	3.14	3.335	1.26

• **Vérification des contraintes dans l'acier**

On vérifie que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s (= 68.88 \text{ MPa}) < \bar{\sigma}_s (= 201.63 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

• **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d'après le **BAEL91 et CBA93** la vérification a la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0} \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2,4}{f_e} \dots \dots \dots (3)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.32. Vérification de la flèche

Sens	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
x-x	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
y-y	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

B) Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

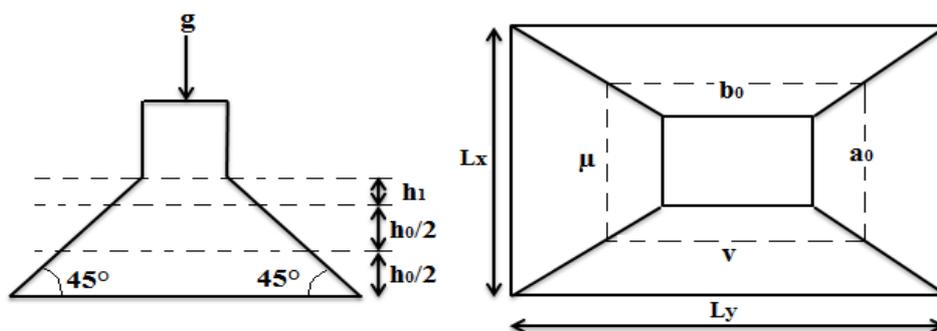


Figure III.25. Schéma représentant la surface d'impact

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse $V = 1.6m/s \Rightarrow a_0 = 80cm$; $b_0 = 80 cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4 cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108 cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108 cm. \end{cases}$$

• Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

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

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605KN$

M_1 en fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\frac{v}{l_x}$ et $\rho = 0.98$ **Annexe3**

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{216} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.5 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{216} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.5 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0.114; \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{220} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.5 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{220} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.5 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 0.034$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.144 = 11.12KNm \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.034 = 3.31KNm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 11.12KN.m \\ M_{y1} = 3.31KN.m \end{cases}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases}$$

$q_u = 1,35 G + 1,5 q$

$G = 25 * 0,2 + 25 * 0,04 = 6 KN/ml$

$q = 1 KN/ml$

$$q_u = 1.35 \cdot 6 + 1.5 \cdot 1 = 9.60 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.64 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.12 + 1.72 = 12.84 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.31 + 1.64 = 4.95 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^y = 0.75 \times 4.95 = 3.71 \text{ KNm} \\ M_t^x = 0.75 \times 12.84 = 9.63 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_y^a = M_x^a = 0.5 \times 12.84 = 6.42 \text{ KNm}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = 14.4 \text{ cm}$ et $d_y = 12.8 \text{ cm}$

- **Vérification de condition de non fragilité**

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

$$\text{En travée : Sens xx : } A^{\min}_x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 16 = 1.3 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sens yy : } A^{\min}_y = \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appui : } A^{\min}_a = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 1.3 \text{ cm}^2.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.33. Tableau de ferraillage de la dalle de locale de la machine.

Sens		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A ^{adp} (cm ² /ml)
Travée	x-x	9.63	2.01	1.3	4T10=3.14
	y-y	3.71	0.83	1.3	4T10=3.14
Appui	x-x ; y-y	6.42	1.44	1.3	4T10=3.14

- **Vérification au non poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (article V.3.c)}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 432 \text{ cm}$$

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

$q_u = 97.605 \text{ KN} \leq 648 \text{ KN}$ La condition est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant** : $b=100\text{cm}$, $d=14.4\text{cm}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = 30.125 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.125 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144} = 0.209 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

L'ELS :

1) Les moments engendrés par le système de levage

$$q_{\text{ser}} = 72.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.114 + 0.2 \times 0.034) = 8.73 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.114 + 0.2 \times 0.034) = 8.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 4 + 1 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0457 \times 5 \times 2.16^2 = 1.06 \text{ KNm.}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.9694 \times 1.06 = 1.02 \text{ KN.m}$$

3) La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.73 + 1.06 = 9.79 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.73 + 1.02 = 9.75 \text{ KNm.}$$

-Vérifications des contraintes

-Moment en travées

$$M_t^x = 0.75 \times 9.79 = 7.34 \text{ KNm.}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 9.75 = 7.31 \text{ KNm}$$

-Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times 7.34 = 3.67 \text{ KNm.}$$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A + A') \times y - 15 \times (d \times A + d' \times A') = 0$; avec : $A' = 0$.

Calcul de I : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A \times (d - y)^2 + A' \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Vérification des contraintes

Localisation		M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm)	σ _{bc} (MPa)
travée	Sens xx	7.34	3.14	3.93	7186.42	4.01
	Sens yy	7.31	3.14	3.85	5675.04	4.95
Appui		3.67	3.14	3.78	5632.41	2.46

Schéma de ferrailage

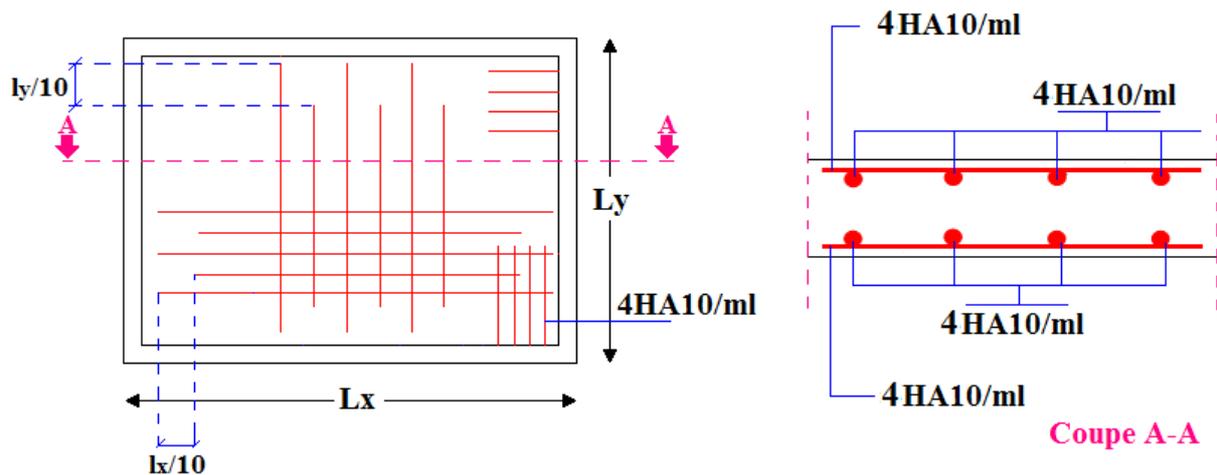


Figure III.26. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

III.6. Etude des poutres de chaînages

1. Définition :

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendent solidaires à la structure, elles servent de porte à faux.

2. Dimensionnement : $L_{\max} = 4.75m$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 31.66cm \leq h \leq 47.5cm \quad \text{Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

$$h \geq 15cm; \quad b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm \quad (30 \text{ cm est l'épaisseur de mur}). \text{ On adopte : } h = 40cm ;$$

$$b = 30cm.$$

3. Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.40 \Rightarrow P_p = 3KN/m$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.40) \Rightarrow P_m = 7.58 \text{ KN/m.}$$

$$P_u = 1.35 \times (3 + 7.58) \Rightarrow P_u = 14.75 \text{ KN/ml}; \quad P_s = 7.58 + 3 = 10.58 \text{ KN/ml}$$

4. Calcul à l'E.L.U

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_u = 41.59 \text{ KN.m}; \quad M_t = 0.75 M_u \Rightarrow M_t = 31.19 \text{ KN.m};$$

$$M_a = -0.5 M_u = -20.59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Armatures longitudinales : } d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.4 \Rightarrow d = 0.36m$$

Tableau III.35. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_s calculé (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s adopté (cm ²)
En travée	31.19	0.017	0.021	0.357	2.51	0.978	3HA12=3.39
En appui	20.59	0.011	0.014	0.358	1.65	0.978	3HA10=2.36

5. Vérifications à l'E.L.U

• Effort tranchant

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 35.03 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.324 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié}$$

- **Calcul des armatures transversales :** $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.571mm$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

- **L'espacement**

$St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 32.4 cm$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b_0(\tau_u - 0.3Kf_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.351 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{ (CBA Art A.5.1.2.3)}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 cm$$

Le RPA99/ version2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$.

On adopte $S_t = 15cm$.

6. Vérification à l'E.L.S

- **Vérification de la contrainte dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y;$

$$M_S = 30.31KNm.$$

$$M_t^s = 0.75 \times M_S = 22.73 KN.m$$

$$M_a^s = 0.5 \times M_S = 15.15KN.m$$

$$A_t = 3.39cm^2; \frac{b}{2}y^2 + 15A_t \times y - 15A_t \times d = 0 \Rightarrow y = 8.55cm$$

Calcul de y :

$$A_a = 2.36cm^2; \frac{b}{2}y^2 + 15A_a \times y - 15A_a \times d = 0 \Rightarrow y = 7.15cm$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_t \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 33033.08cm^4$$

Calcul de I :

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A_a \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 24644.71cm^4$$

En travée: $(\sigma_{bc} = 5.88MPa) < 15MPa$ Vérifiée

En appuis: $(\sigma_{bc} = 4.39MPa) < 15MPa$ Vérifiée

- **Evaluation de la flèche**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.075 > 0.0625;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.084 > 0.075;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0035 < 0.0105 \Rightarrow \text{D'où la vérification de la flèche n'est nécessaire.}$$

Schéma de ferrailage :

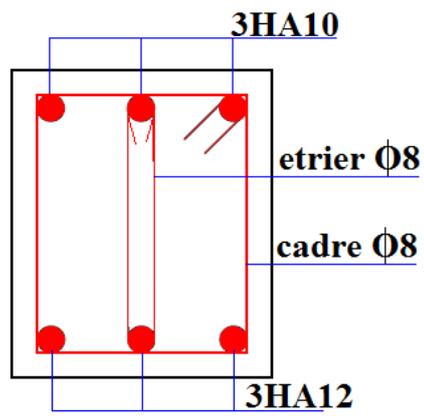


Figure III.27. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

IV.1) Introduction

Le Nord de l'Algérie est classé par le règlement parasismique algérien comme une zone de forte sismicité, pour cela, des règles de conception et de calcul sont fixées afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

IV.2) Modélisation

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage, pour cela la simplicité et la symétrie de la structure doivent être respectées en priorité par le concepteur.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du règlement parasismique algérien (RPA), il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post-élastique. Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaires équivalentes, utilisant un modèle élastique de la structure ou l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse.

Selon le **RPA99/2003** tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone **Ila** sera contreventé par voiles ou par voiles portiques, ce qui justifie notre choix pour les éléments de contreventements de notre structure.

IV.3) Méthodes de calcul

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant 3 méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse par accélérogrammes.

IV.3.1) Méthode statique équivalente :

Principe de la méthode : [RPA] :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée en une console encastrée dans le sol et dans laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles de même centre de gravité, et de même propriétés d'inertie.

L'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.

- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrite avec une hauteur au plus égale à **65m** en zone **I** et **IIa** et **30m** en zone **IIb** et **III**.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/2003**.

Calcul de la force sismique totale :

RPA99 (Article 4.2.3)

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone d'implantation de l'ouvrage et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

RPA99 (Tableau 4.1)

Tableau IV.1. Valeur de A

Zone sismique	Groupe d'usage	Coefficient (A)
IIa	2	0,15

D :facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \text{ RPA99(Formule 4-2)} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

R :coefficient de comportement global de la structure, sa valeur dépend du type de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Tableau IV.2. Valeur de R

Système de contreventement	Valeur de R
Mixte portiques/voiles avec interaction	5

Q : facteur de qualité, il est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

Sa valeur est donnée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ **RPA99 (Formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée par le tableau (4-4) du **RPA99/2003**.

Tableau IV.3. Valeurs des pénalités P_q

Pénalités	Q_x	Q_y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0,05	0,05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle des qualités des matériaux	0	0
Contrôle de qualité d'exécution	0	0
Somme	1,20	1,20

W : poids total de la structure, sa valeur est donnée par la formule suivante : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du **RPA99/2003**.

$\beta = 0.2$: Usage d'habitation et service

$\beta = 0.6$: Usage commerciale

Pour ce qui est de notre structure :

$$W_i = 39061.67 \text{ KN}$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le **RPA99/2003 (article 4-2-4)**, la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T * (h_N)^{\frac{3}{4}} \dots \dots \dots (1) \quad \text{RPA99(Formule 4-6)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

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

Tableau IV.4. Valeurs de C_T

Système de contreventement	C_T
Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé	0,05

$$h_N = 39.72 \text{ m}$$

$$T = 0,05 * (39.72)^{\frac{3}{4}} = 0,79109 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots \dots \dots (2) \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs donnée par (1) et (2).

$$L_x = 28.50 \text{ m} \quad \Rightarrow T_x = 0,66962 \text{ s}$$

$$L_y = 16.34 \text{ m} \quad \Rightarrow T_y = 0,88844 \text{ s}$$

Valeur de T_1 et T_2 **RPA 99(Tableau 4.7)**

D'après le rapport de sol établi par (L.EC le site d'implantation de notre structure est un sol de catégorie S_3 .

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

Tableau IV.5. Valeurs de T_1 et T_2

Nature du sol	Site	T_1	T_2
Ferme	2	0,15	0,50

$$\begin{cases} T_2 < T_x < 3.0s \Rightarrow D_x = 2,5\eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} \\ T_2 < T_y < 3.0s \Rightarrow D_y = 2,5\eta * \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases}$$

$$T_x = \min(0,66962s; 0,79109s) = 0,66962s$$

$$T_y = \min(0,88844s; 0,79109s) = 0,79109s$$

D'après le **RPA99**, les valeurs de T calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

D'où (T) à prendre en considération est :

$$T_x = 1,3 * 0,66962 = 0,8705s.$$

$$T_y = 1,3 * 0,79109 = 1,0284s.$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \dots\dots\dots \text{Facteur de correction d'amortissement.}$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif

$$\xi = 7\% \rightarrow \text{Construction auto stable}$$

$$\xi = 10\% \rightarrow \text{Contreventement par voiles}$$

Pour une construction mixte en prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5\%$

$$\text{D'où } \eta = 0,82 \text{ donc } \begin{cases} D_x = 1,41 \\ D_y = 1,26 \end{cases}$$

D'où

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,41 \times 1,20}{5} \times 39061,67 = 1982,77 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,26 \times 1,20}{5} \times 39061,67 = 1771,83 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.3.2) Méthode d'analyse dynamique :

a) Modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les hypothèses :

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
2. Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
4. Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation de masses modales atteint au moins 90%.

Spectre de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Schéma du spectre de calcul

$$\frac{S_a}{g}$$

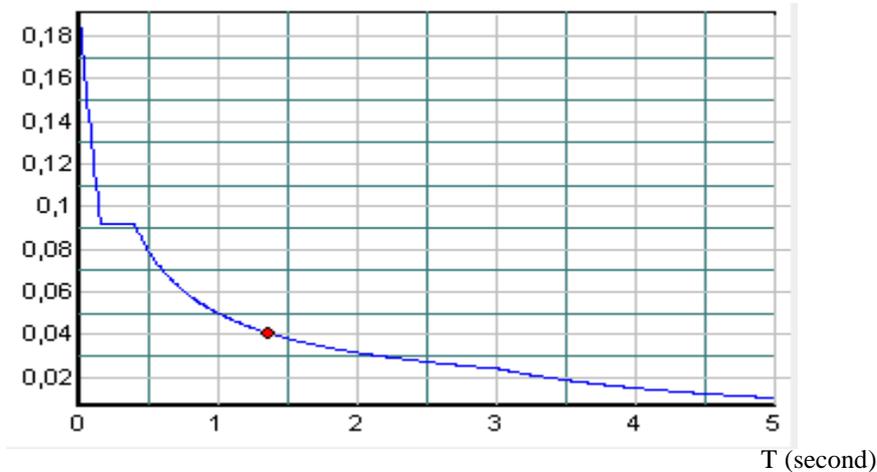


Figure IV.1.Spectre de calcul

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leur sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

b) 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.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** a 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.

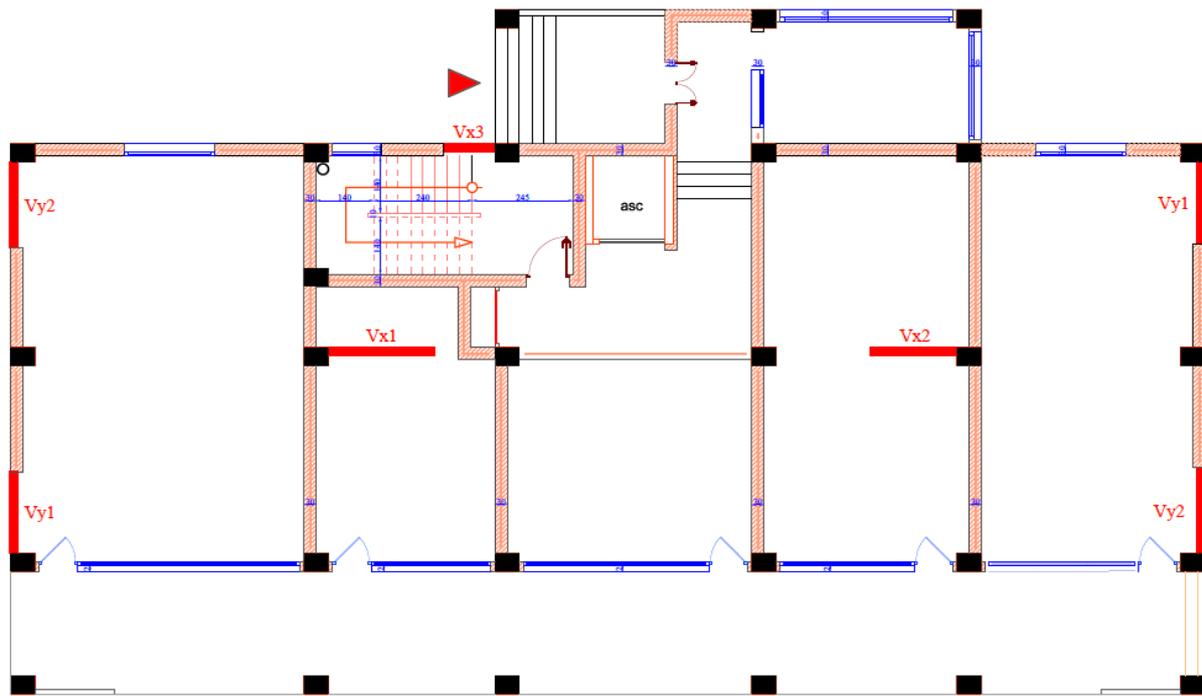


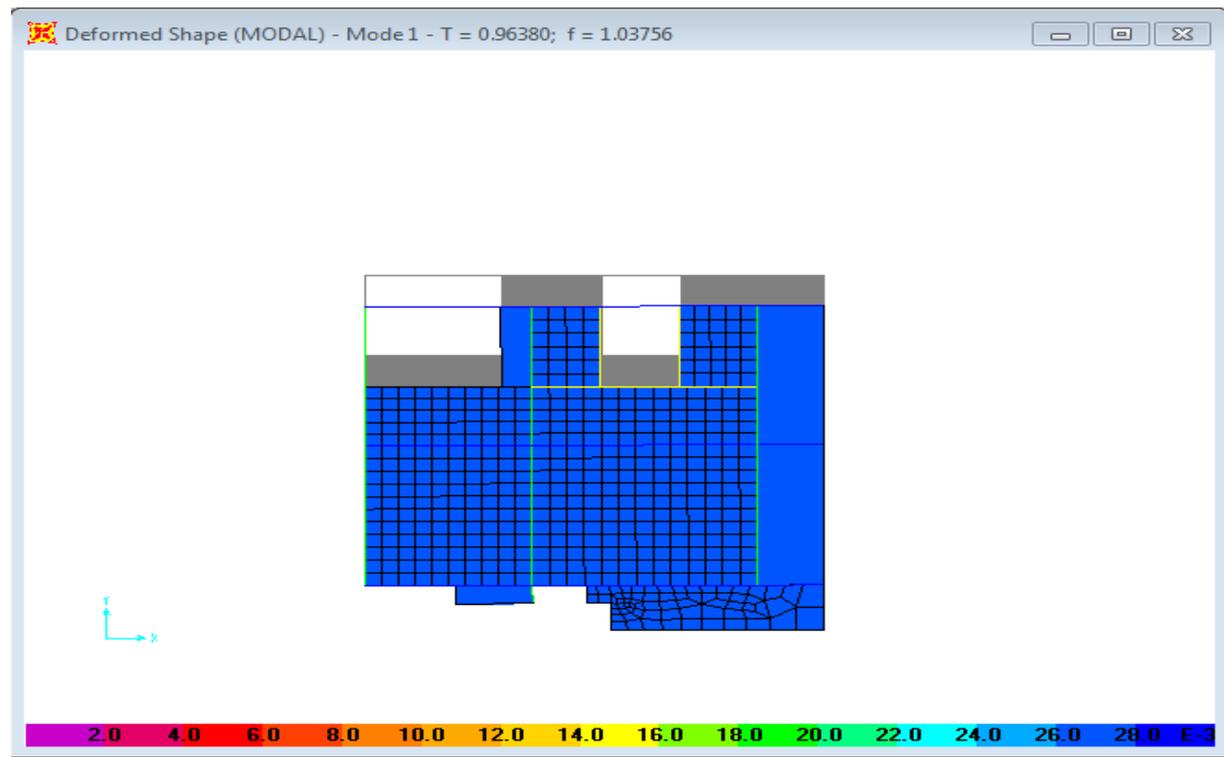
Figure IV.2. Disposition des voiles adoptée.

Modes de vibration et taux de participation des masses

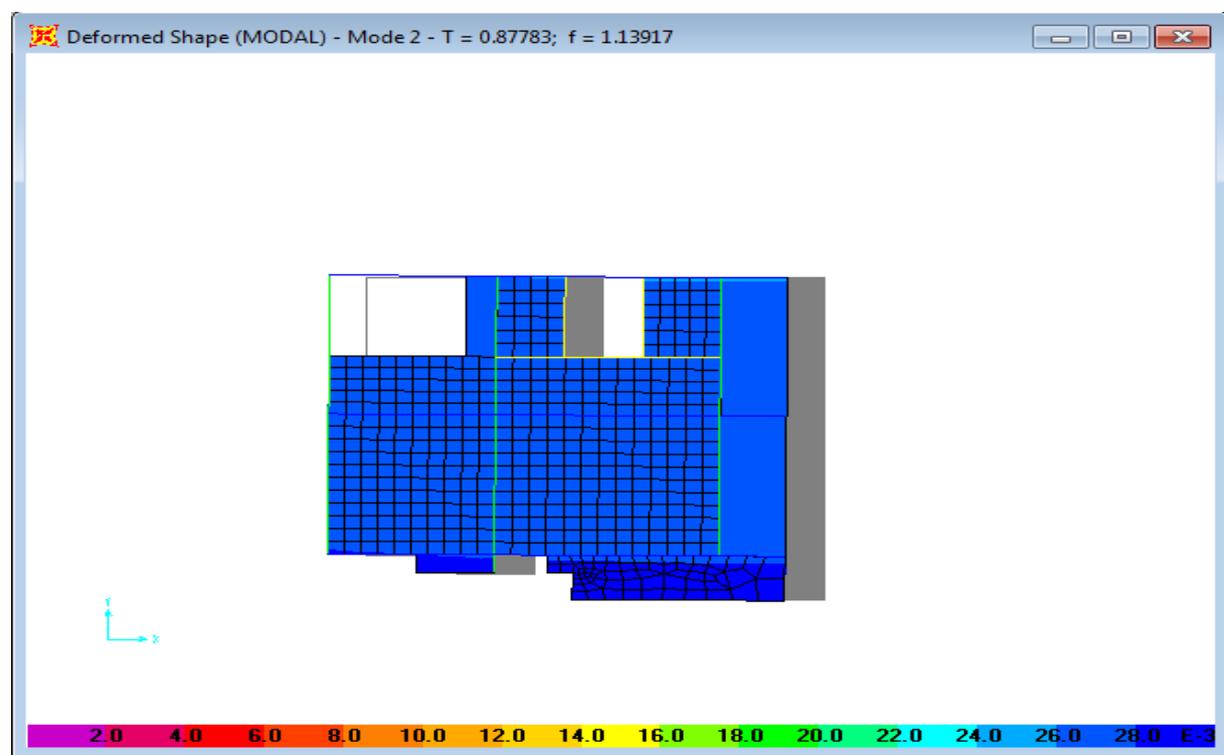
Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau IV.6. Périodes de vibration et taux de participation des masses

			PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVES SUM (PERCENT)		
				UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
Modal	Mode	1	0.963732	0.078 %	71.44 %	0%	0.078 %	71.44 %	0%
Modal	Mode	2	0.877125	72.80%	0.06 %	0%	72.88%	71.50 %	0%
Modal	Mode	3	0.700272	0.238%	0.17 %	0%	73.12%	71.68 %	0%
Modal	Mode	4	0.335629	0.018%	10.67 %	0%	73.13 %	82.35 %	0%
Modal	Mode	5	0.300687	11.94%	0.22 %	0%	85.08 %	82.37 %	0%
Modal	Mode	6	0.227453	0.008%	1.76 %	0%	85.09 %	84.14 %	0%
Modal	Mode	7	0.207498	0.0006%	3.77 %	0%	85.09 %	87.92 %	0%
Modal	Mode	8	0.178487	4.60%	0 %	0%	89.69 %	87.92 %	0%
Modal	Mode	9	0.136147	0 %	2.50 %	0%	89.69 %	90.42 %	0%
Modal	Mode	10	0.127152	0 %	1.44 %	0%	89.69 %	91.87 %	0%
Modal	Mode	11	0.123192	3.24%	0 %	0%	92.94%	91.87 %	0%
Modal	Mode	12	0.115215	0.17%	0 %	0%	93.11%	91.88 %	0%



1^{er} mode de déformation
translation
($T = 0,96373$)



2^{eme} mode de déformation
translation
($T = 0,87713s$)

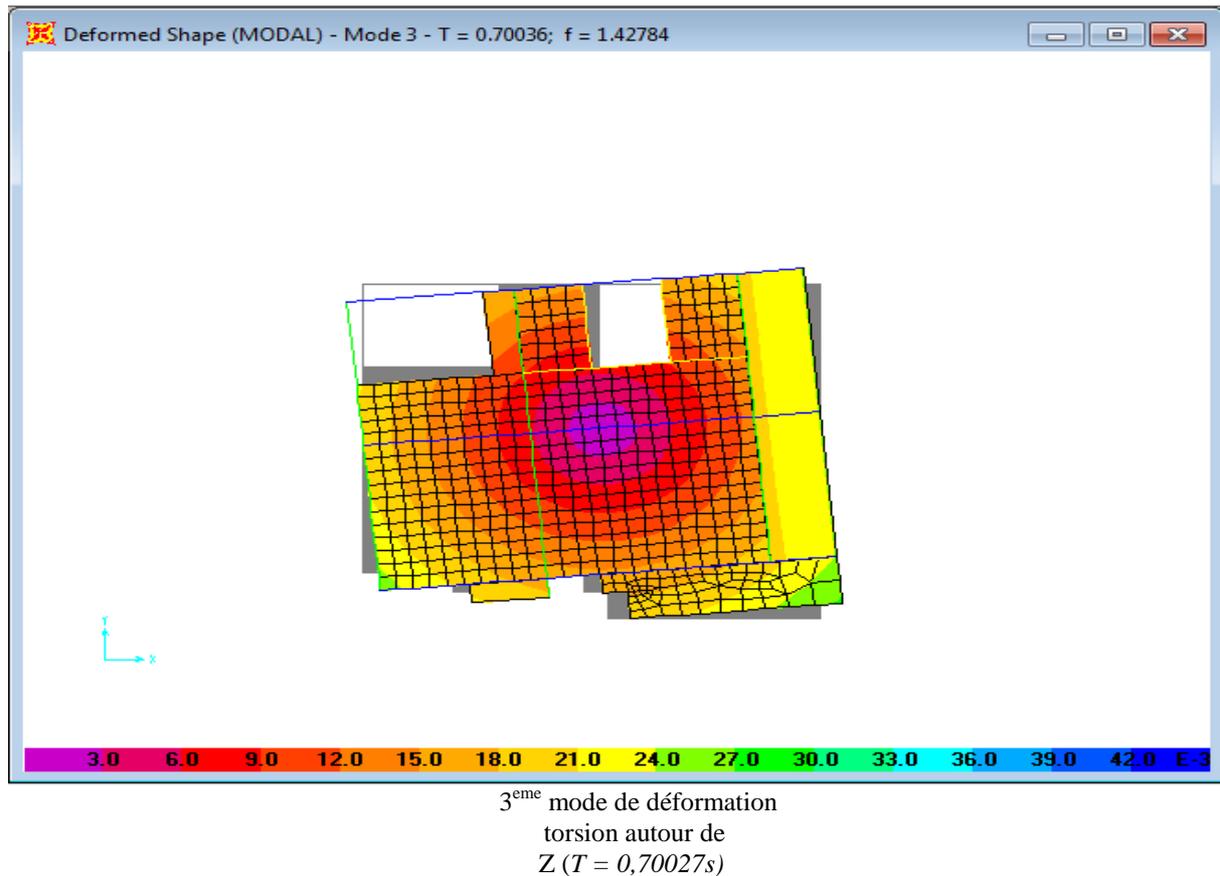


Figure IV.3.Modes de déformation

Analyse des résultats :

La participation modale du premier mode est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure précédente, la même remarque est faite pour le deuxième mode.

On constate aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

IV.4.2) Interaction voiles-portique :

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives.

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des charges horizontales.

Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de la vérification de l'interaction sous charges verticales sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau IV.7. Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	37413.942	7256.12	83.76	16.24
Etage1	33531.673	5769.35	85.32	14.68
Etage2	29404.753	5362.62	84.58	15.42
Etage3	25545.797	4815.65	84.14	15.86
Etage4	21552.317	4402.97	83.04	16.96
Etage5	17889.871	3769.58	82.60	17.40
Etage6	14147.506	3215.97	81.48	18.52
Etage7	10738.689	2464.21	81.33	18.67
Etage8	7487.917	1710.39	81.40	18.60
Etage9	4334.618	808.123	84.29	15.71
Etage10	2381.657	84.434	96.58	3.42
Grenier	1032.015	/	100	0

Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel **SAP2000** son résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	320.01	386.02	45.32	54.67	299.38	328.51	47.68	52.32
Etage 1	411.99	276.99	59.79	49.05	275.31	293.66	48.38	51.62
Etage 2	386.43	262.32	59.57	40.43	334.03	270.92	55.21	44.79
Etage 3	398.16	198.50	66.73	33.27	328.14	241.16	57.64	42.36
Etage 4	344.77	201.89	63.07	36.93	287.92	210.56	57.76	42.24
Etage 5	352.02	144.42	70.91	29.09	313.43	155.66	66.81	33.19
Etage 6	282.81	142.70	66.46	33.54	257.28	146.52	63.71	36.29
Etage 7	251.97	101.62	71.26	28.74	224.46	110.42	67.01	32.99
Etage 8	189.57	83.07	69.53	30.47	162.95	105.94	60.60	39.40
Etage 9	128.63	46.26	73.55	26.45	153.44	16.18	90.46	9.54
Etage 10	82.84	15.33	84.38	15.62	97.05	0.12	99.88	0.12
Grenier	51.32	0	100	0	50.16	/	100	0

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} :

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1982.77	1586.21	717.51	Non Vérifiée
Sens yy	1771.83	1417.46	647.97	Non Vérifiée

On remarque que la condition n'est pas vérifiée suivant le sens x donc on doit augmenter tout les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) en les multipliant par le rapport $0.8V_{st}/V_{dy}=2.31$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales obtenus par le logiciel **SAP2000** après majoration son résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles après majoration.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	746.309	866.199	46.28	53.72	681.953	741.82	47.90	52.10
Etage 1	974.731	629.843	60.75	39.25	777.848	666.597	53.85	46.15
Etage 2	889.079	601.746	59.64	40.36	766.688	619.368	55.31	44.69
Etage 3	942.405	456.749	67.35	32.65	820.255	486.315	62.78	37.22
Etage 4	820.627	464.662	63.85	36.15	720.954	482.419	59.91	40.09
Etage 5	813.094	332.386	70.98	29.02	722.743	354.698	67.08	32.92
Etage 6	654.638	330.504	66.45	33.55	593.927	335.841	63.88	36.12
Etage 7	583.866	236.859	71.14	28.86	518.916	252.24	67.29	32.71
Etage 8	440.279	193.457	69.47	30.53	375.189	244.024	60.59	39.41
Etage 9	313.476	111.425	73.78	26.22	369.719	54.156	87.22	12.78
Etage 10	196.898	337.7	83.93	16.07	229.366	0.338	99.85	0.15
Grenier	124.113	/	100	0	114.126	/	100	0

Vérification de l'effort normal réduit :

On doit vérifier que : $\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$

Tel que : N_d : effort normal de calcul.

B_c : l'aire brute du poteau.

Les résultats obtenus par le logiciel **SAP2000** sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	N_d	A	\checkmark	Remarque
RDC	3182.357	65*70	0.279	Vérifiée
Etage 1	2862.349	65*70	0.251	Vérifiée
Etage 2	2530.318	60*65	0.259	Vérifiée
Etage 3	2207.356	60*65	0.226	Vérifiée
Etage 4	1886.619	55*60	0.228	Vérifiée
Etage 5	1574.301	55*60	0.190	Vérifiée
Etage 6	1262.573	50*55	0.183	Vérifiée
Etage 7	982.700	50*55	0.142	Vérifiée
Etage 8	697.862	45*50	0.124	Vérifiée
Etage 9	389.213	45*50	0.069	Vérifiée
Etage 10	131.736	40*45	0.029	Vérifiée
Grenier	47.220	40*45	0.010	Vérifiée

Calcul des déplacements :

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 : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_k$ **RPA99 (Article 5.10)**

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12. Vérification des déplacements

Niveaux	Sens X-X					Sens Y-Y				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
0,00	0.00	0	/	0	0	0	0	/	0	0
4,08	0.08	0.40	0	0.40	0.09	0.08	0.40	0	0.40	0.09
7,14	0.23	1.15	0.4	0.75	0.24	0.22	1.10	0.40	0.70	0.22
10,20	0.40	2.00	1.15	0.85	0.27	0.40	2.00	1.10	0.90	0.29
13,26	0.57	2.85	2.00	0.85	0.27	0.59	2.95	2.00	0.95	0.31
16,32	0.75	3.75	2.85	0.90	0.29	0.79	3.95	2.95	1.00	0.32
19,38	0.92	4.60	3.75	0.85	0.27	0.98	4.90	3.95	0.95	0.31
22,44	1.08	5.40	4.60	0.80	0.26	1.16	5.80	4.90	0.90	0.29
25,50	1.22	6.10	5.40	0.70	0.22	1.32	6.60	5.80	0.80	0.26
28,56	1.35	6.75	6.10	0.65	0.21	1.47	7.35	6.60	0.75	0.24
31,62	1.46	7.30	6.75	0.55	0.18	1.62	8.10	7.35	0.75	0.24
34,68	1.56	7.80	7.30	0.50	0.16	1.74	8.70	8.10	0.60	0.19
39,72	1.64	8.20	7.80	0.40	0.13	1.81	9.05	8.70	0.35	0.08

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k_{\max}} = 1.00 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec :
$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

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 sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.13. 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)
0,00	00	39023.869	0	1612.508	0	0	1423.773	0
4,08	408	34200.194	0.40	1604.574	0.022	0.40	1444.445	0.023
7,14	306	30229.27	0.75	1490.825	0.046	0.70	1386.056	0.052
10,20	306	26384.089	0.85	1399.154	0.051	0.90	1306.57	0.054
13,26	306	22538.679	0.85	1285.289	0.039	0.95	1203.373	0.061
16,32	306	18803.576	0.90	1145.48	0.056	1.00	1077.441	0.039
19,38	306	15068.324	0.85	985.142	0.047	0.95	929.768	0.063
22,44	306	11457.091	0.80	820.725	0.036	0.90	771.156	0.043
25,50	306	7999.948	0.70	633.736	0.031	0.80	619.213	0.035
28,56	306	4523.612	0.65	424.901	0.022	0.75	423.875	0.026
31,62	306	2171.695	0.55	234.598	0.018	0.75	229.704	0.023
34,68	306	929.607	0.50	124.113	0.012	0.60	114.126	0.017

On remarque que les valeurs de θ_k inférieure a 0.1 donc l'effet **P- Δ** n'a pas d'influence sur la structure.

IV.5) Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées pour vérifier l'interaction voile-portique et ont les nouvelles sections suivantes :

Les poteaux :

- RDC, 1^{ère} étages : $(b \times h) = (65 \times 70) \text{ cm}^2$,
- 2, 3^{ème} étages : $(b \times h) = (60 \times 65) \text{ cm}^2$,
- 4, 5^{ème} étages : $(b \times h) = (55 \times 60) \text{ cm}^2$,
- 6, 7^{ème} étages : $(b \times h) = (50 \times 55) \text{ cm}^2$,
- 8, 9^{ème} étages : $(b \times h) = (45 \times 50) \text{ cm}^2$,
- 10^{ème} étages, Grenier : $(b \times h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$,

Les poutres :

- Poutre principale : $(b \times h) = (30 \times 55) \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

V.1. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux ou porteurs les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage et qui sont : 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 ferrailrages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $G + Q \pm E_x$
 - 4) $0.8G \pm E_x$
 - 5) $G + Q \pm E_y$
 - 6) $0.8G \pm E_y$
- (RPA99)**

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)

a)- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone **IIa**
- Leur pourcentage maximal sera de :

4 % en zone courante

6 % en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 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

V.2.2. Calcul des sollicitations :

Le calcul des sollicitations de selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau (tableau V.1) ci-après :

Tableau V.1.Sollicitations dans les poteaux

Niveau	N_{\max} →	M_{cor}	M_{\max} →	N_{cor}	N_{\min} →	M_{cor}
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC. 1 ^{er} étage	3182.357	17.412	179.624	2907.217	36.594	69.296
2 ^{eme} . 3 ^{eme} étage	2530.318	45.526	169.167	1020.683	40.695	24.951
4 ^{eme} .5 ^{eme} étages	1901.443	32.473	159.400	1510.916	129.2	18.937
6 ^{eme} .7 ^{eme} étages	1451.405	53.315	132.497	995.789	49.178	21.520
8 ^{eme} .9 ^{eme} étages	967.996	29.818	118.873	192.091	26.98	8.829
10 ^{eme} étages. Grenier	503.975	46.903	68.713	35.776	23.13	11.381

V.2.2.1.Calcul du ferrailage

a) Ferrailage longitudinale

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau (tableau V2 et V3).

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right); \quad l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

$b; h$: Dimensions de la section transversale du poteau

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

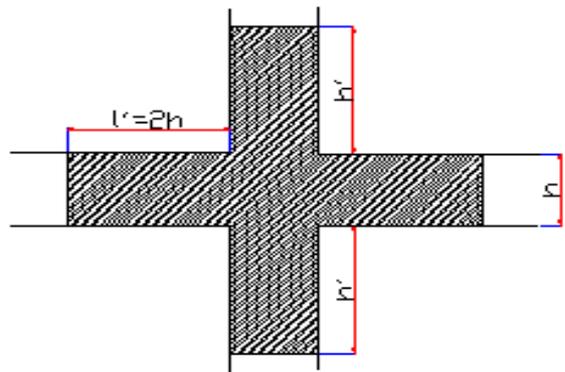


Figure V.1. Zone nodale

Tableau V.2. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC +1 ^{er} étage	70x65	36.4	182	273
2 ^{eme} +3 ^{eme} étage	65x60	31.2	156	234
4 ^{eme} + 5 ^{eme} étage	60x55	26.4	132	198
6 ^{eme} +7 ^{eme} étage	55x50	22	110	165
8 ^{eme} +9 ^{eme} étage	50x45	18	90	135
10 ^{eme} étage+Grenier	45x40	14.4	72	108

b) Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

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 I et II

Dans la zone courante $t' \leq 15\phi_l$ en zone I et II

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t.b}$ en % est donnée comme suit :

$$A_{min}^t = 0.3\%(t.b) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_{min}^t = 0.8\%(t.b) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

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 $10\phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.3. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage peut être tiré directement du logiciel en utilisant la commande « Start design /check of structure ».

a)- Armatures longitudinales

- Exemple de calcul :

Soit les poteaux de le RDC :

$$b = 65\text{cm}$$

$$h = 70\text{cm}$$

$$d = 63\text{cm}$$

$$d' = 7\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

acier Fe E400

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$N^{\max} = 3182.35 \text{ KN} \Rightarrow M^{\text{corr}} = 17.41 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_U}{N_U} = \frac{17.41}{3182.35} = 0.54 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

c à l'intérieur de la section

$$A = N_U (d - d') - M_{UA}$$

$$B = (0.337h - 0.81d')b.h.f_{bu}$$

Avec : $M_{UA} = M_U + N_U (d - h/2) = 908.46 \text{ KN.m}$

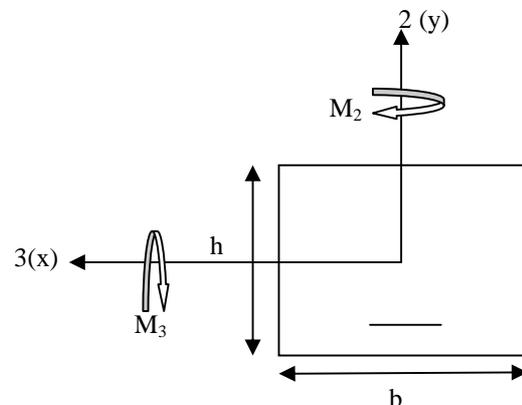


Figure V.2 : Sollicitations dans le poteau

$$A = 873.64 \text{ KN.m}$$

$$B = 1157.81 \text{ KN.m}$$

$A < B \Rightarrow$ la section est une section partiellement comprimée ,
on a une partie tendue et l'autre partie comprimée.
donc on fait un calcul à la flexion simple avec le remplacement
de M_U par M_{UA}

Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{908.46 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.63^2 \times 0.65} = 0.248 < 0.392$$

On a: $\mu_l = 0.3916$

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

Calcul de A:

$$A = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} - \frac{N_U}{f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.248}) = 0.362$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.63 \times (1 - 0.4 \times 0.362) = 0.538 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} - \frac{N_U}{f_{st}} = \frac{908.46 \times 10^{-3}}{0.538 \times 348} - \frac{3182.35 \times 10^{-3}}{348} = -42.92 \text{ cm}^2 \leq 0$$

$$\Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3. Armatures longitudinales

Niveau	Section (cm ²)	A _{calcul} Socotec (cm ²)	A min RPA (cm ²)	A adoptée (cm ²)
RDC+1 ^{er} étages	70x65	2.27	36.4	8HA20+8HA16=41.20
2 ^{eme} +3 ^{eme} étages	65x60	0.51	31.2	8HA20+4HA16=33.17
4 ^{eme} +5 ^{eme} étages	60x55	00.00	26.4	4HA20+8HA16=28.65
6 ^{eme} +7 ^{eme} étages	55x50	0.32	22	12HA16=24.13
8 ^{eme} +9 ^{eme} étage	50x45	5.51	18	4HA16+8HA14=20.36
10 ^{eme} étage+Grenier	45x40	3.68	14.4	4HA14+8HA12=15.21

b) Section des armatures transversales

Tableau V.4. Armature transversales

Niveau	RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{eme} , 3 ^{eme} étages	4 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	6 ^{eme} , 7 ^{eme} étages	8 ^{eme} , 9 ^{eme} étage	10 ^{eme} étage Grenier
Section (cm ²)	70x65	65X60	60x55	55x50	50x45	45x40
ϕ_t^{\max} (cm)	2.0	2.0	2.0	1.6	1.6	1.4
ϕ_t^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.4	1.2
l_f (cm)	285.6	214.2	214,2	214,2	214,2	214.2
λ_g	4.08	3.29	3.57	3.89	4.28	4.76
Vu (KN)	109.39	108.999	104.581	88.278	65.488	43.438
l_r (cm)	80	80	80	80	80	80
S_t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	2.19	2.55	2.67	2.48	2.04	1.52
A_t^{\min} zone courante (cm ²)	4.87	4.50	4.14	3.75	3.37	3.00
A_t^{\min} zone nodale (cm ²)	3.25	3	2.75	2.5	2.25	2
A_t adopté (cm ²)	6.32	4.74	4.74	4.74	4.74	3.01
Nbre de cadres	8HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA8

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.2.4. Vérifications

a) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 4.08\text{m}$ et un effort normal de 3182.77KN

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

Exemple illustratif

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 2.856 \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0.202 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$D'où : \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2.856}{0.202} \Rightarrow \lambda = 14.138 \Rightarrow \alpha = 0.823$$

$$B_r = 0.428 \text{m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

$$\text{Donc : } N_u = 0.823 \times \left(\frac{0.428 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 41.20 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 7702.43 \text{ KN}$$

On a $N_u^{\max} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement:

Tableau V.5. 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)
RDC. 1 ^{er} étage	4.08	2.856	0.202	14.14	0.823	41.2	0.428	7702.43	3182.357
2 ^{eme} . 3 ^{eme} étage	3.06	2.142	0.187	11.45	0.832	33.17	0.365	6583.59	2530.318
0.4 ^{eme} .5 ^{eme} étages	3.06	2.142	0.173	12.38	0.829	28.65	0.307	5539.12	1901.443
6 ^{eme} .7 ^{eme} étages	3.06	2.142	0.158	13.55	0.825	24.13	0.254	4572.96	1451.405
8 ^{eme} .9 ^{eme} étages	3.06	2.142	0.144	14.87	0.820	20.36	0.206	3708.84	967.996
10 ^{eme} étages. Grenier	3.06	1.575	0.129	16.60	0.813	15.21	0.163	2884.16	503.975

Du tableau ci-dessus on constate que $N_u^{\max} < N_u$

b) 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 :

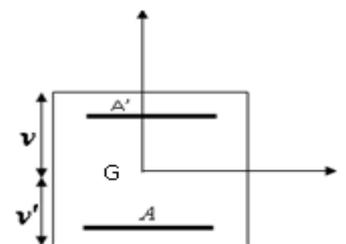


Figure V.3: Section du poteau

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 \quad \text{et} \quad v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Tableau V.6. Justification des contraintes

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	Obs
RDC. 1 ^{er} étage	63	41.2	38.35	31.65	0.0228	2304.96	59.05	6.06	vérifiée
2 ^{eme} . 3 ^{eme} étage	58.5	33.17	35.44	29.56	0.0167	1831.25	76.08	6.31	vérifiée
4 ^{eme} . 5 ^{eme} étages	54	28.65	32.76	27.24	0.0122	1377.37	75.62	6.20	vérifiée
6 ^{eme} . 7 ^{eme} étages	49.5	24.13	30.05	24.95	0.0084	1050.04	79.21	6.65	vérifiée
8 ^{eme} . 9 ^{eme} étages	45	20.36	27.39	22.61	0.0057	699.39	78.13	6.72	vérifiée
10 ^{eme} étages. Grenier	40.5	15.21	24.52	20.48	0.0037	368.51	37.69	4.54	vérifiée

c) Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	$l_f(m)$	λg	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observ
RDC. 1 ^{er} étage	70×65	2.856	4.08	0.04	63	89.506	0.218	1	vérifier
2 ^{eme} . 3 ^{eme} étage	65×60	2.142	3.29	0.04	58.5	108.999	0.310	1	vérifier
4 ^{eme} . 5 ^{eme} étages	60×55	2.142	3.57	0.04	54	104.581	0.352	1	vérifier
6 ^{eme} .7 ^{eme} étages	55×50	2.142	3.89	0.04	49.5	88.278	0.356	1	vérifier
8 ^{eme} . 9 ^{eme} étages	50×45	2.142	4.28	0.04	45	65.488	0.323	1	vérifier
10 ^{eme} étages. Grenier	45×40	2.142	4.76	0.04	40.5	43.438	0.268	1	vérifier

V.2.5. Disposition constructive des poteaux

Longueurs de recouvrement

Selon le **RPA99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \cdot \Phi$ en zone **IIa**

$\Phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 80\text{cm}$

Les zones nodales

La zone nodale est définie par h'

et $h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm})$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

- On opte $h' = 70\text{ cm}$ pour tous les étages.

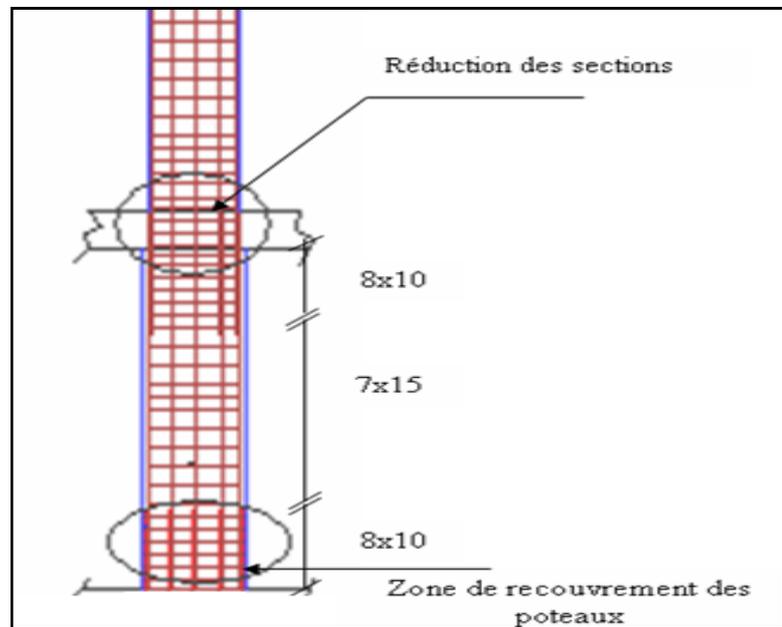


Figure V.4. Zone de recouvrement

V.2.6. Schéma de ferrailage

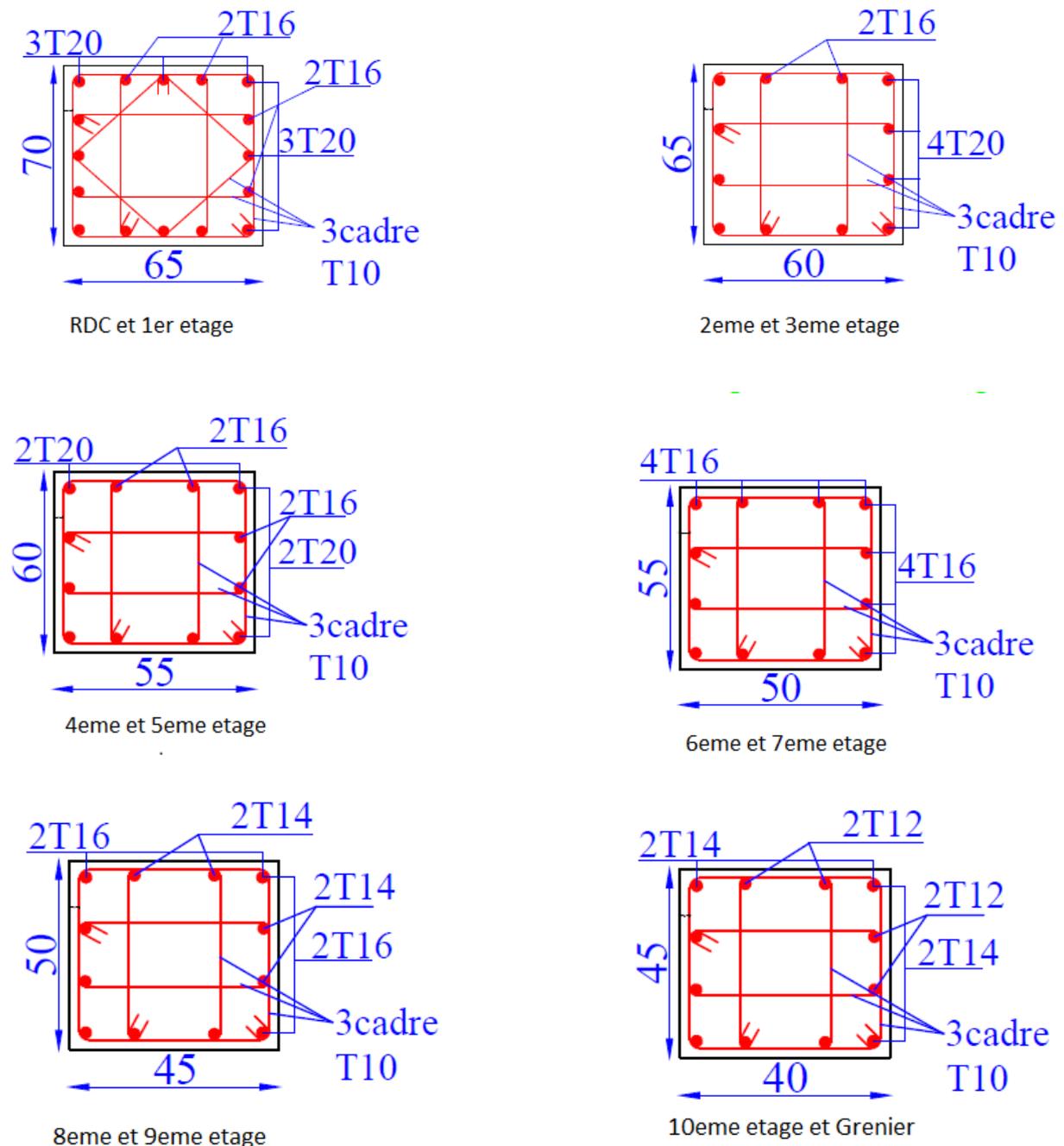


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux

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.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage,

On procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

RPA99(Article 5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

V.3.1) Recommandation du RPA99

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° .

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 :

- $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right)$. : 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_l est le plus petit diamètre utilisé.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Ces recommandations sont résumées dans le schéma suivant :

Dispositions constructives des portiques :

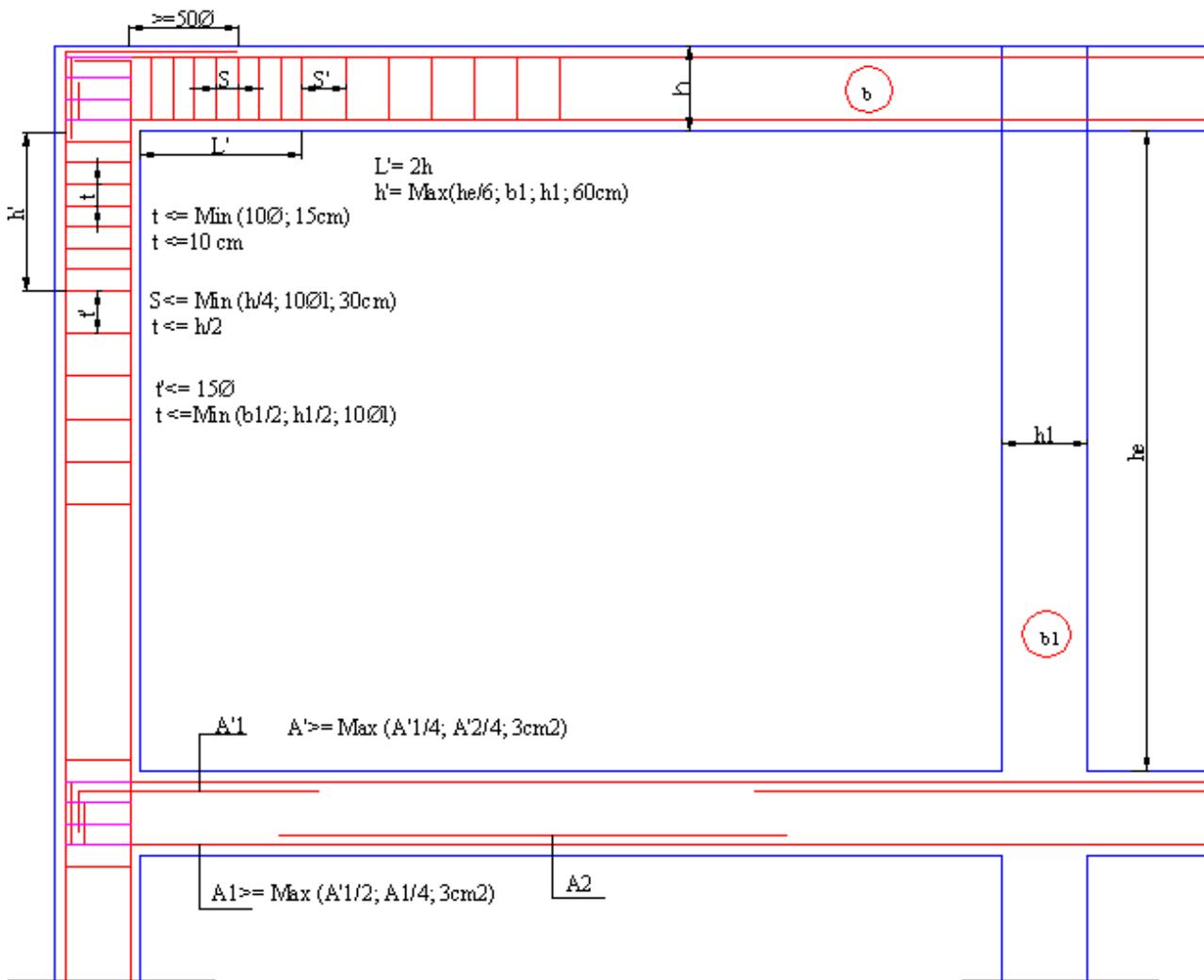


Figure. V.6. Dispositions constructives des portiques

V.3.2) Ferrailage des poutres :

Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel **SAP 2000**. Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Tableau V.8. Les armatures longitudinales dans les poutres.

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A _{calcul} SAP	A _{min} (cm)	A _{max} (cm)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Terrasse	Principale	30*55	Appuis	14.72	8.25	81	15.45	3T20+3T16
			Travée	11.09		54	12.81	3T20+3T12
	Secondaire	30*45	Appuis	9.05	6.75	63	10.65	3T16+3T14
			Travée	8.37		42	9.42	3T16+3T12
Etages courant	Principale	30*55	Appuis	13.65	8.25	81	14.04	3T20+3T14
			Travée	9.03		54	10.65	3T16+3T14
	Secondaire	30*45	Appuis	9.05	6.75	63	10.65	3T16+3T14
			Travée	8.37		42	9.42	3T16+3T12

Exigences de RPA : $A_{min} = 0.5 \% b \cdot h$

Longueur de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 20mm \Rightarrow l_r > 80cm$$

$$\phi = 16mm \Rightarrow l_r > 64cm$$

$$\phi = 14cm \Rightarrow l_r > 56cm$$

$$\phi = 12cm \Rightarrow l_r > 48cm$$

Les armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{55}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.57; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14cm^2$ (un cadre et un étrier)

Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.28; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14cm^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le **RPA99 version 2003** :

$$\text{Zone nodale : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1\right).$$

Poutres principales : $S_t \leq \min(13.75 ; 24)$ Soit : $S_t = 10$ cm

Poutres secondaires : $S_t \leq \min(10 ; 19,2)$ Soit : $S_t = 10$ cm

En dehors de la zone nodale: $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $St \leq 22,5 \text{ cm}$ Soit : $St = 15 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $St \leq 17,5 \text{ cm}$ Soit : $St = 15 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 90 \text{ cm}$. On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

V.3.3) Vérifications

Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \text{ BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Tableau V.9. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V_u (MN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	0.2094	1.41	Vérifiée
Secondaires	0.0979	0.80	Vérifiée

$$\tau_u < \bar{\tau} = 3.25 \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\text{En appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{En appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification au cisaillement.

Poutres	A_L (cm)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	14.04	0.2094	0.179	6.02	-6.40	Vérifiée
Secondaires	12.06	0.0979	0.084	2.81	-3.81	Vérifiée

Etat limite de compression du béton

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

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

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(MN)$	σ_{bc} (Mpa)	Vérification
Principales	appui	0.179	9.029	Vérifiée
	travée	0.104	4.89	Vérifiée
Secondaires	appui	0.084	5.94	Vérifiée
	travée	0.049	3.31	Vérifiée

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1).$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0} \dots\dots\dots(2). \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \times b \dots\dots\dots(3).$$

Vérification des trois conditions :

Poutres principales : h=55cm ; l= 685 cm ; b=30cm ; d= 49.5cm ; Mt=0.75M₀

$$\frac{h}{L} = \frac{55}{685} = 0,080 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,080 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0.75}{10} = 0,075 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{15.45}{30 * 49.5} = 0,012 < \frac{4,2}{f_e} \times b = 0,0315 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire pour les poutres principales.

Poutres secondaires :h= 45cm ; l= 475 cm ; b= 30 cm ; d= 40.5 cm ; Mt=0.75M₀

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{475} = 0,094 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,094 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0.75}{10} = 0,075 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{12.06}{30 \times 40.5} = 0,0126 < \frac{4,2}{f_e} \times b = 0,0315 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire pour les poutres secondaires.

Les trois conditions (1), (2) et (3) sont vérifiées pour tous les éléments

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.

Détermination des moments résistants dans les poteaux

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

Des dimensions de la section du béton.

De la quantité d'acier dans la section du béton.

De la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$, $Z = 0.85 \times h$

Tableau V.12. Moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (m ²)	Z(m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC. 1 ^{er} étage	0.65*0.70	0.68	41.2	974.46
2 ^{eme} . 3 ^{eme} étage	0.60*0.65	0.68	33.17	784.93
4 ^{eme} . 5 ^{eme} étages	0.55*0.60	0.68	28.65	677.97
6 ^{eme} . 7 ^{eme} étages	0.50*0.55	0.54	24.13	453.45
8 ^{eme} . 9 ^{eme} étages	0.45*0.50	0.54	20.36	382.60
10 ^{eme} étages. Grenier	0.40*0.45	0,54	15.21	285.82

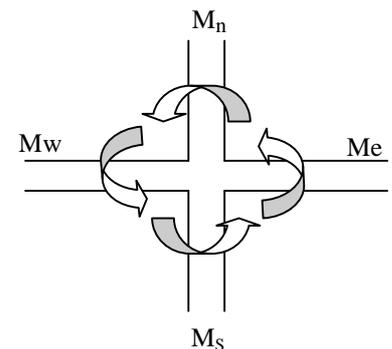


Figure V.7. Schéma de la Zone nodale

Poutres

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.13. Moments résistants dans les poutres

Etage	Sens	Z (m)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC+1.2..10 ^{eme}	X-X	0,467	14.04	228.17
	Y-Y	0,382	10.65	141.57
Terrasse	X-X	0.467	15.45	251.08
	Y-Y	0,382	10.65	141.57

Tableau V.14. Vérification des zones nodales

Etage	Plan	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_n+ M_s$ (KN.m)	OBS
RDC+1,2 .3...10 ^{ème}	X-X	228.17	228.17	604.62	974.46	974.46	1948.92	vérifié
	Y-Y	141.57	141.57	352.92	974.46	974.46	1948.92	vérifié
Terrasse	X-X	251.08	251.08	627.70	382.60	382.60	765.2	vérifié
	Y-Y	141.57	141.57	352.92	382.60	382.60	765.2	vérifié

V.3.4 : Schéma de ferrailage

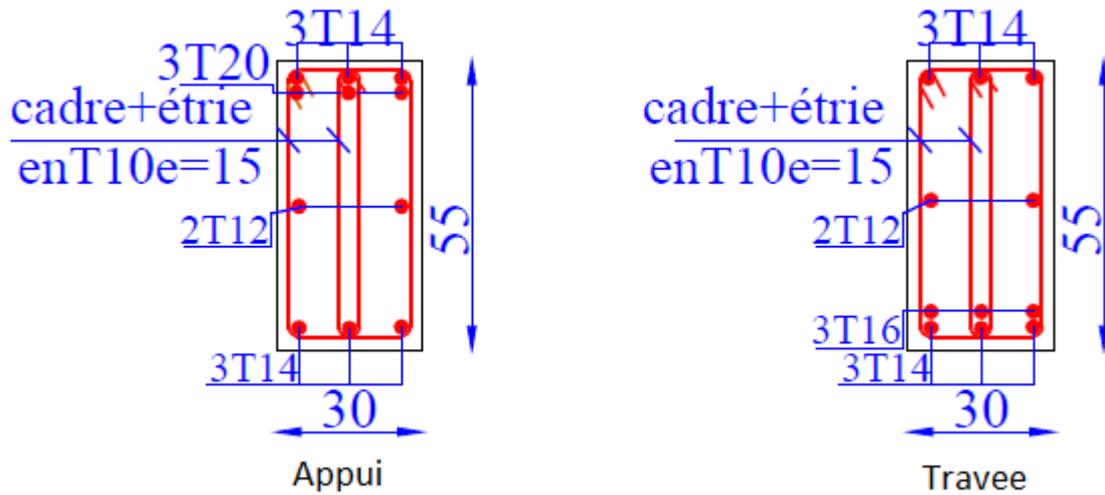


Figure V.8. Schéma de ferrailage des poutres principales de l'étage courant

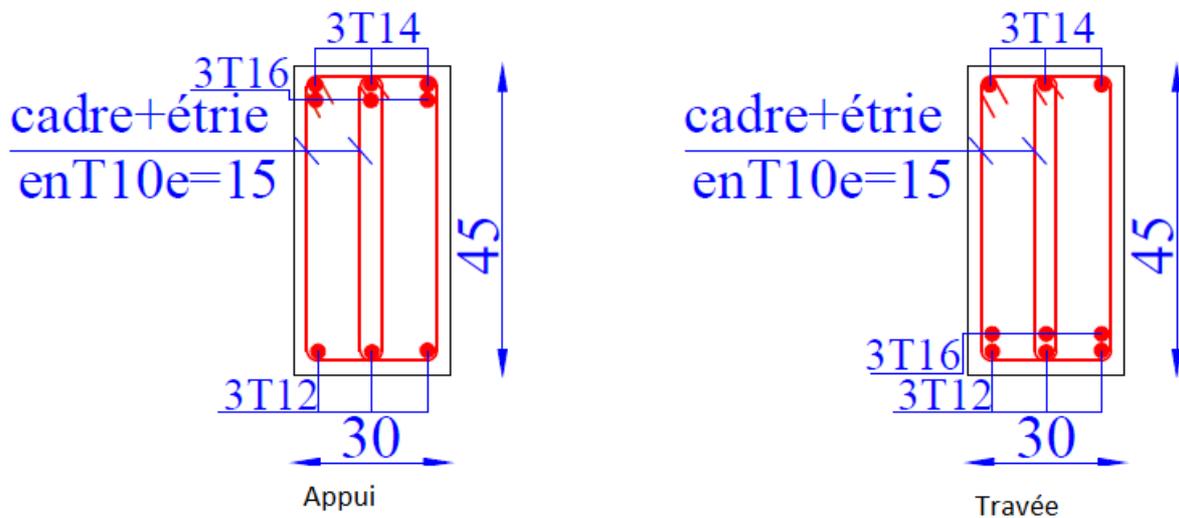


Figure V.9. Schéma de ferrailage des poutres secondaires de l'étage courant

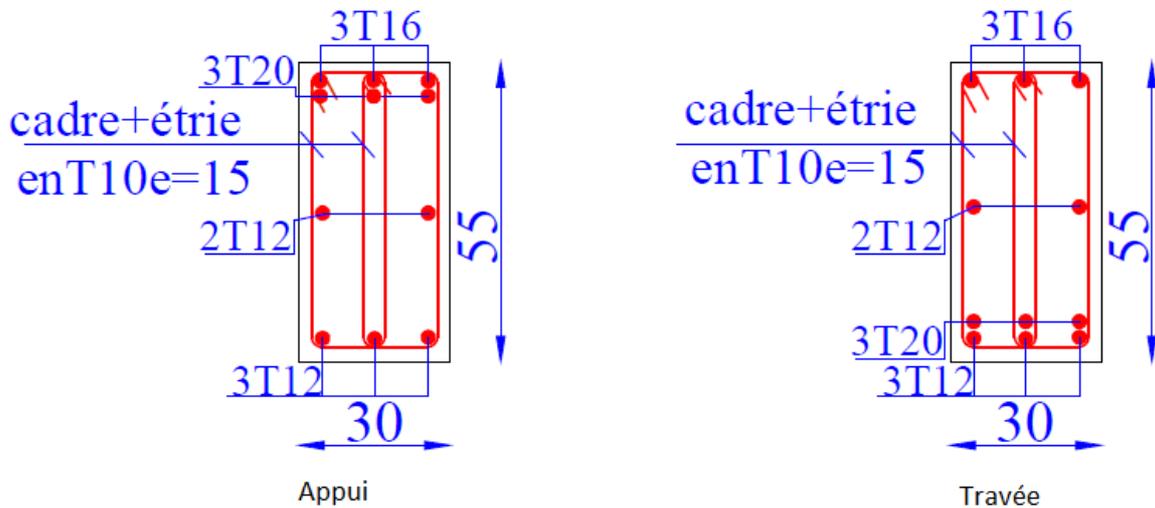


Figure V.10. Schéma de ferrailage des poutres principales de terrasse

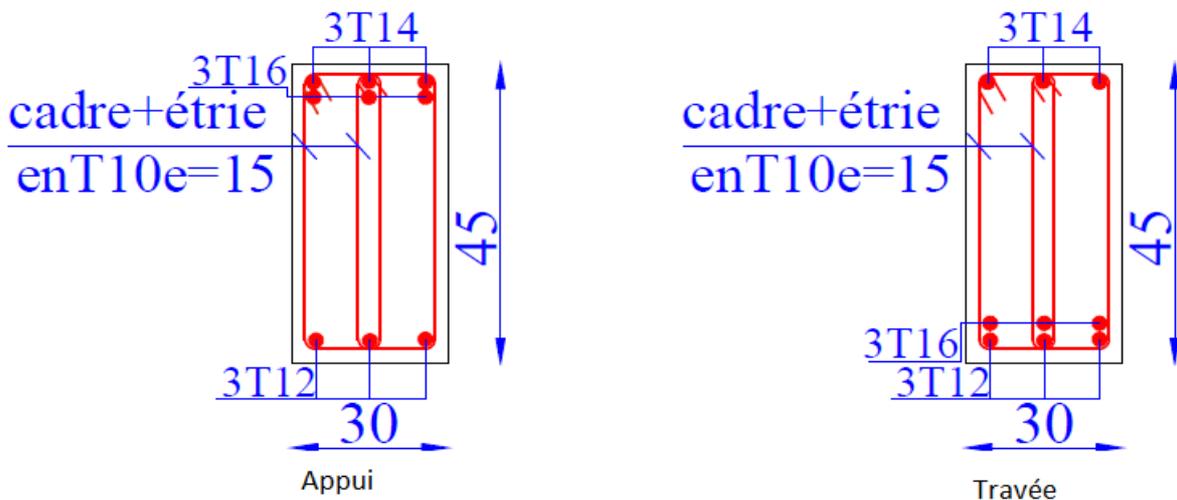


Figure V.11. Schéma de ferrailage des poutres secondaires de l'étage terrasse

V.4) Etude des voiles

V.4.1) Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Un voile est considéré comme une console encadrée 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 les modes de rupture 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 éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

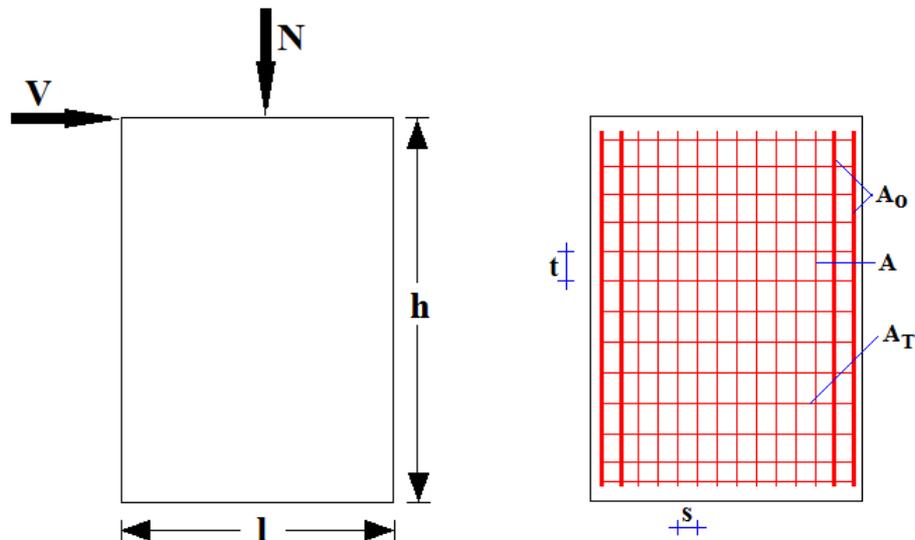


Figure V.12. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

V.4.2) Recommandation du RPA 99/03

Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de zone tendue.

e : épaisseur du voile

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sûr $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter les recommandations suivantes :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h \text{ Dans la zone extrême de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times h \text{ Dans la zone courante du voile.}$$

$$\phi \leq \frac{1}{10} \times e$$

On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :

L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 barres par m.

c) La contrainte limite de cisaillement dans le béton

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = 1,4 \times \frac{V}{b_0 \times d}$$

b_0 : épaisseur du voile ;

d : hauteur utile ($d = 0,9.h$) ;

h : hauteur total de la section.

V.4.3) Ferrailage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times h$) .

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

$A_v^{\min} = 0.15\% \times B \times L$: Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement.

$A_h^{\min} = 0.15\% \times B \times h$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

$A_h^{calc} = \frac{A_v^{adp}}{4}$: Section d'armature calculée

A_h^{adop} : Section d'armature adoptée.

N^{bre} : Nombre de barre adoptée.

Les sollicitations permettant le calcul du ferrailage sont directement déduites de celle obtenue suite à la modélisation par le logiciel **Sap2000**.

Voile V x3 avec L=1.25m :

Tableau V.15.Récapitulation des efforts dans le voile Vx1

Niveau	N_{max}	$\rightarrow M_{cor}$	M_{max}	$\rightarrow N_{cor}$	N_{min}	$\rightarrow M_{cor}$	V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC. 1 ^{er} étage	987.46	80.12	580.55	1165.08	49.77	483.09	290.38
2 ^{eme} . 3 ^{eme} étage	748.10	7.16	87.97	598.45	320.12	78.92	47.98
4 ^{eme} .5 ^{eme} étages	644.21	10.00	56.48	508.57	282.58	44.28	40.22
6 ^{eme} .7 ^{eme} étages	513.96	16.52	48.55	425.7	205.84	28.20	38.13
8 ^{eme} .9 ^{eme} étages	343.63	37.39	51.89	299.02	124.97	6.95	41.86
10 ^{eme} étages.	126.41	89.37	89.37	126.41	16.67	58.31	58.26

Voile V x2 avec L=2.10m :

Tableau V.16.Récapitulation des efforts dans le voile Vx2

Niveau	N_{max}	$\rightarrow M_{cor}$	M_{max}	$\rightarrow N_{cor}$	N_{min}	$\rightarrow M_{cor}$	V(KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC. 1 ^{er} étage	2135.58	124.16	994.84	1966.97	645.61	844.21	285.92
2 ^{eme} . 3 ^{eme} étage	1564	66.88	445.84	1091.58	724.30	430.45	239.29
4 ^{eme} .5 ^{eme} étages	1268.75	84.87	317.03	793.62	495.49	297.45	206.77
6 ^{eme} .7 ^{eme} étages	914.19	88.17	229.31	526.62	311.48	209.34	164.91
8 ^{eme} .9 ^{eme} étages	464.41	68.54	143.18	233.56	125.36	128.50	103.07
10 ^{eme} étages. Grenier	/	/	/	/	/	/	/

Voile V x1 avec L=2.60m :

Tableau V.17.Récapitulation des efforts dans le voile Vx3

Niveau	N_{max}	$\rightarrow M_{cor}$	M_{max}	$\rightarrow N_{cor}$	N_{min}	$\rightarrow M_{cor}$	V(KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC. 1 ^{er} étage	2445.59	191.01	1639.21	1358.82	788.43	1595.84	461.55
2 ^{eme} . 3 ^{eme} étage	1862.44	38.98	713.69	1433.20	767.05	2.27	351.88
4 ^{eme} .5 ^{eme} étages	1562.6	39.69	414.54	1297.48	609.62	366.42	266.65
6 ^{eme} .7 ^{eme} étages	513.96	16.52	48.55	425.7	205.84	28.20	38.13
8 ^{eme} .9 ^{eme} étages	266.19	43.44	113.26	72.65	88.05	55.13	69.62
10 ^{eme} étages. Grenier	/	/	/	/	/	/	/

Voile V y1, 2 avec L=2m :

Tableau V.18.Récapitulation des efforts dans le voile Vy1,2

Niveau	$N_{max} \rightarrow$ M_{cor}		$M_{max} \rightarrow$ N_{cor}		$N_{min} \rightarrow$ M_{cor}		V(KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC. 1 ^{er} étage	1209.53	123.77	412.54	1041.85	721.35	233.23	123.12
2 ^{eme} . 3 ^{eme} étage	934.31	2.93	161.44	658.46	655.17	22.85	73.54
4 ^{eme} .5 ^{eme} étages	733.66	23.04	97.58	465.68	290.65	94.35	57.42
6 ^{eme} .7 ^{eme} étages	532.03	10.99	54.64	313.72	313.72	54.64	45.22
8 ^{eme} .9 ^{eme} étages	288.63	54.53	73.49	154.48	154.48	73.49	42.22
10 ^{eme} étages. Grenier	/	/	/	/	/	/	/

Voile V y3,4 avec L=2.10m :

Tableau V.19.Récapitulation des efforts dans le voile Vy3.4

Niveau	$N_{max} \rightarrow$ M_{cor}		$M_{max} \rightarrow$ N_{cor}		$N_{min} \rightarrow$ M_{cor}		V(KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
RDC. 1 ^{er} étage	1236.03	31.64	373.70	738.18	449.23	366.92	100.70
2 ^{eme} . 3 ^{eme} étage	868.98	29.62	162.72	614.51	405.87	35.28	73.13
4 ^{eme} .5 ^{eme} étages	756.93	9.89	98.65	446.69	296.02	79.99	62.1
6 ^{eme} .7 ^{eme} étage s	571.18	13.73	61.39	359.06	199.66	38.51	56.37
8 ^{eme} .9 ^{eme} étages	310.17	66.63	84.81	165.74	92.31	59.47	51.99
10 ^{eme} étages. Grenier	/	/	/	/	/	/	/

V.4.3) Calcul de ferrailage du voile :**Tableau V.20.**Sollicitations de calcul et ferrailage du voile Vx3 dans tous les niveaux

Vx3, L =1.25 m						
Niveau	RDC 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage Grenier
N (KN)	987.46	748.10	644.21	513.96	343.63	115.65
M(KN.m)	80.12	7.16	10.00	16.52	37.39	23.82
V(KN)	290.38	47.98	40.22	38.13	41.86	58.26
$\bar{\tau}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
τ (MPa)	1.80	0.39	0.33	0.31	0.35	0.48
A_v^{\min} (RPA)(cm ²)	3.75	2.81	2.81	2.81	2.81	2.81
A_v Calcul(cm ²)	29.49	22.00	19.21	15.91	12.46	4.32
A_v Calcul/face(cm ²)	14.74	11	9.60	7.97	6.23	2.16
A_v Adopter /face (cm ²)	16.08	12.32	12.32	9.04	6.32	6.32
Nbarre/face	8T16	8T14	8T14	8T12	8T10	8T10
S_t (cm)	15.6	15.6	15.6	15.6	15.6	15.6
A_h Calcul/plans (cm ²)	2.82	0.92	0.39	0.37	0.41	0.57
A_h min/ plans (cm ²)	12.24	6.88	6.88	6.88	6.88	6.88
A_h Adopter/ plans(cm ²)	12.57	9.48	9.48	9.48	9.48	9.48
Nbarre/ plans (cm ²)	16T10	12T10	12T10	12T10	12T10	12T10
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ C'est vérifié, pas de risque de cisaillement.

Tableau V.21.Sollicitations de calcul et ferrailage du voile Vx2 dans tous les niveaux

Vx2, L =2,10 m						
Niveau	RDC 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage Grenier
N (KN)	2135.58	1564	1268.75	914.19	464.41	/
M(KN.m)	124.16	66.88	84.85	88.17	68.54	/
V(KN)	285.92	188.86	206.77	164.91	103.07	/
$\bar{\tau}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	/
τ (MPa)	1.06	0.93	1.02	0.81	0.51	/
A_v^{\min} (RPA)(cm ²)	6.3	4.72	4.72	4.72	4.72	/
A_v^{Calcul} (cm ²)	57.82	47.71	39.95	29.90	16.16	/
$A_v^{\text{Calcul/face}}$ (cm ²)	28.91	23.85	19.97	14.95	8.08	/
$A_v^{\text{Adopter/face}}$ (cm ²)	30.32	24.64	21.36	15.36	12.64	/
Nbarre/face	16T16	16T14	8T14+8T12	8T12+8T10	16T10	/
S_t (cm)	13.1	13.1	13.1	13.1	13.1	/
$A_h^{\text{Calcul/plans}}$ (cm ²)	1.65	1.09	1.02	0.95	0.60	/
A_h^{\min} / plans (cm ²)	12.24	6.88	6.88	6.88	6.88	/
$A_h^{\text{Adopter/ plans}}$ (cm ²)	12.57	9.48	9.48	9.48	9.48	/
Nbarre/ plans (cm ²)	16T12	12T10	12T10	12T10	12T10	/
S_t (cm)	25	25	25	25	25	/

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow C'$ est vérifié, pas de risque de cisaillement.

Tableau V.22.Sollicitations de calcul et ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux

Vx1, L =2.60m						
Niveau	RDC 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage Grenier
N (KN)	2445.59	1862.44	1562.6	1181.39	700.97	/
M(KN.m)	191	38.98	39.67	37.77	51.86	/
V(KN)	461.55	351.88	266.65	183.05	119.38	/
$\bar{\tau}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	/
τ (MPa)	1.38	1.40	1.06	0.73	0.47	/
A_v^{\min} (RPA)(cm ²)	7.8	5.85	5.85	5.85	5.85	/
A_v Calcul(cm ²)	76.64	54.83	46.23	35.21	21.86	/
A_v Calcul/face(cm ²)	38.32	27.41	23.11	17.60	10.93	/
A_v Adopter /face (cm ²)	40.20	30.80	26.70	19.20	12.92	/
Nbarre/face	20T16	20T14	20T12	10T12+10T10	10T10+10T8	/
S_t (cm)	13	13	13	13	13	/
A_h Calcul/plans (cm ²)	2.16	1.64	1.25	0.86	0.56	/
$A_{h,\min}$ / plans (cm ²)	12.24	6.88	6.88	6.88	6.88	/
A_h Adopter/ plans (cm ²)	12.57	9.48	9.48	9.48	9.48	/
Nbarre/ plans (cm ²)	16T10	12T10	12T10	12T10	12T10	/
S_t (cm)	25	25	25	25	25	/

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ C'est vérifié, pas de risque de cisaillement.

Tableau V.23.Sollicitations de calcul et ferrailage du voile Vy1, 2 dans tous les niveaux

Vy1,2 L =2.00m						
Niveau	RDC 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage Grenier
N (KN)	1209.53	934.31	733.66	532.03	288.63	/
M(KN.m)	123.77	2.93	23.04	10.99	54.53	/
V(KN)	123.12	73.54	57.4	45.22	42.22	/
$\bar{\tau}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	/
τ (MPa)	0.47	0.38	0.29	0.23	0.21	/
A_v^{\min} (RPA)(cm ²)	6.3	4.72	4.72	4.72	4.72	/
A_v Calcul(cm ²)	40.10	26.98	22.08	15.76	10.64	/
A_v Calcul/face(cm ²)	20.05	13.49	11.04	7.88	5.32	/
A_v Adopter /face(cm ²)	21.56	15.82	11.06	11.06	11.06	/
Nbarre/face	14T14	14T12	14T10	14T10	14T10	/
S_t (cm)	15	15	15	15	15	/
A_h Calcul/plans (cm ²)	0.60	0.36	0.29	0.27	0.26	/
A_h min/ plans (cm ²)	12.24	6.88	6.88	6.88	6.88	/
A_h Adopter/ plan(cm ²)	12.57	9.48	9.48	9.48	9.48	/
Nbarre/ plans (cm ²)	16T12	12T10	12T10	12T10	12T10	/
S_t (cm)	25	25	25	25	25	/

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ C'est vérifié, pas de risque de cisaillement.

Tableau V.24. Sollicitations de calcul et ferrailage du voile Vy3,4 dans tous les niveaux

Vy3,4 , L =2.10m						
Niveau	RDC 1 ^{er} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	10 ^{ème} étage Grenier
N (KN)	1236.03	868.98	756.93	551.18	310.17	/
M(KN.m)	31.64	29.62	9.89	13.73	66.63	/
V(KN)	100.70	73.13	62.10	56.37	51.91	/
$\bar{\tau}$ (MPa)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	/
τ (MPa)	0.39	0.37	0.30	0.27	0.25	/
A_v^{\min} (RPA)(cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	/
A_v Calcul(cm ²)	36.88	26.25	22.16	16.98	11.65	/
A_v Calcul/face(cm ²)	18.44	13.12	11.08	8.49	5.82	/
A_v Adopter /face(cm ²)	21.56	15.82	15.82	11.06	7.03	/
Nbarre/face	14T14	14T12	14T12	14T10	14T8	/
S_t (cm)	14.2	14.2	14.2	14.2	14.2	/
A_h Calcul/plans (cm ²)	0.61	0.44	0.36	0.33	0.30	/
A_h min/ plans (cm ²)	12.24	6.88	6.88	6.88	6.88	/
A_h Adopter/ plans (cm ²)	12.57	9.48	9.48	9.48	9.48	/
Nbarre/ plans (cm ²)	16T10	12T10	12T10	12T10	12T10	/
S_t (cm)	25	25	25	25	25	/

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ C'est vérifié, pas de risque de cisaillement.

Remarque : Puisque tous les voiles sont liés à un poteau d'un côté, alors on a prévu un cadre HA8 à l'autre extrémité libre du voile pour avoir une meilleure rigidité.

V.4.4) Schéma de ferrailage

Exemple : Voile Vx1: L=2.60 m ; e=20 cm ; St=13 cm

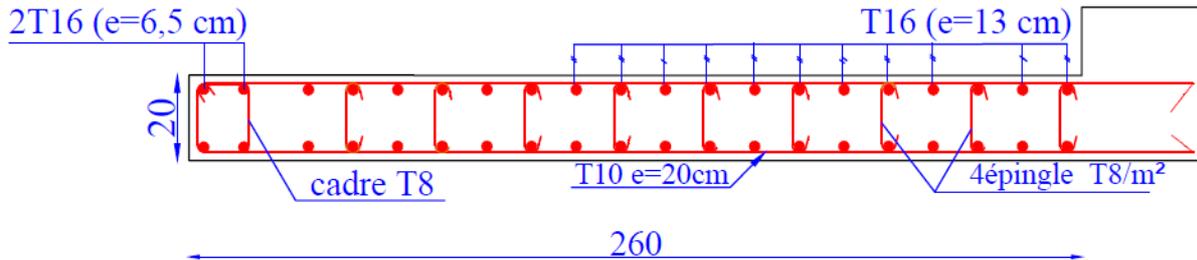


Figure V.13. Schéma de ferrailage de voile Vx1 (S-sol, RDC)

V.5) Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

VI.1) Introduction

L'infrastructure est constituée d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales appliquées à la structure et qui peuvent nuire à sa résistance.

VI.2) Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

Capacité portante du sol d'assise.

Le poids de la structure.

La distance entre axes des poteaux.

D'après le rapport du sol, établi par LEC, le terrain constitue de marne très compacte, représente une capacité moyenne dans les 02 premiers mètres. Le type de fondations suggérées est superficiel, encreée 2.20m du niveau de la base.

La capacité portante moyenne est estimée de 2.00bars.

D'après le **RPA 99 (article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0.8G + E$$

VI.2.1) Semelle isolée

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 calculée selon la combinaison $G + Q + E$, obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a*b$)

$$N = 3182.35 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A * B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}, \text{ on a : } \frac{a}{A} = \frac{a}{B} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}}$$

$$\text{AN: } B \geq 3.98 \text{ m soit } B = 4 \text{ m}$$

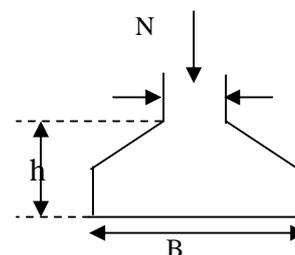


Figure.VI.1.Semelle isolée

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.2.2) Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

N_s : poids estimé de la semelle.

$N_1 = 1352.17$; $N_2 = 3182.35$ KN; $N_3 = 2964.31$ KN; $N_4 = 3019.53$ KN

$N_5 = 2757.20$ KN; $N_6 = 1114.34$ KN.

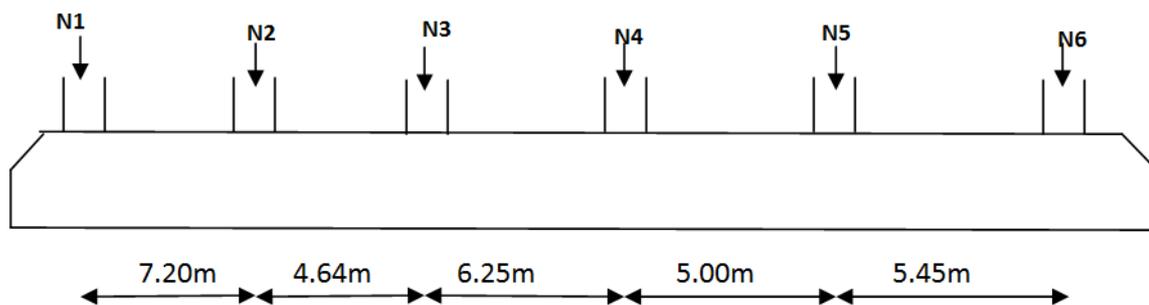


Figure VI.2.Semelle filante

$$\sum N_i = 14389.96 \text{ KN.}$$

$$N_s = 6 \times 200 \Rightarrow N_s = 1200 \text{ KN}$$

$$N = N_s + \sum N_i = 15589.96 \text{ KN.}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{15589.96}{200 \times 28.5} = 2.73 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles (portique 1.4.), on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on opte pour un radier général.

VI.2.3) Radier général

VI.2.3.1) Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

VI.2.3.2) Pré dimensionnement

Condition de coffrage

La Nervure

$$L_{\max} = 7.20 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{720}{10} = 72 \text{ cm} \text{ Soit } h_t = 80 \text{ cm.}$$

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

La dalle

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{720}{20} = 36 \text{ cm}$$

$\Rightarrow h_r \geq 36 \text{ cm}$ On prend $h_r = 60 \text{ cm}$.

Condition de rigidité

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 * 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b * h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol (pour un sol moyen $K = 4 * 10^4 \text{ KN/m}^3$).

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1m.

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{E * \pi^4}} \approx 1.18m$$

A partir des deux conditions on prend : $h_t = 120cm$.

La surface du radier:

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{44715.83}{200} = 223.57m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 408.76m^2 \Rightarrow$ donc on adopte :

$$S_{rad} = S_{bat} = 408.76m^2 \quad (\text{Le radier ne comporte pas de débord})$$

$N_s = 44715.83KN$ (Poids total transmis par la superstructure).

$P_{radier} = 0,60 \times 408.76 \times 25 = 6131.4 KN$ (Poids du radier).

Poids des nervures sens xx: $P_{x1} = 1.2 \times 0.7 \times 28.50 \times 25 \times 4 = 1184.4 KN$

$P_{x2} = 1.2 \times 0.7 \times 11.25 \times 25 \times 1 = 236.25 KN$

Poids des nervures sens yy : $P_{y1} = 1.2 \times 0.7 \times 13.04 \times 25 \times 3 = 821.52 KN$

$P_{y2} = 1.20 \times 0.7 \times 16.34 \times 25 \times 3 = 1029.42KN$

Poids total des nervures : $P_{nervure} = 3271.59 KN$

Poids total :

$$N = N_s + P_{nervure} + P_{radier} = 44715.83 + 3271.59 + 6131.4 = 54118.82 KN$$

VI.2.3.3) Vérifications nécessaires :

a- Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

D'après le **CBA93 (article A.5.2.4.2)**, on doit vérifier la condition suivante :

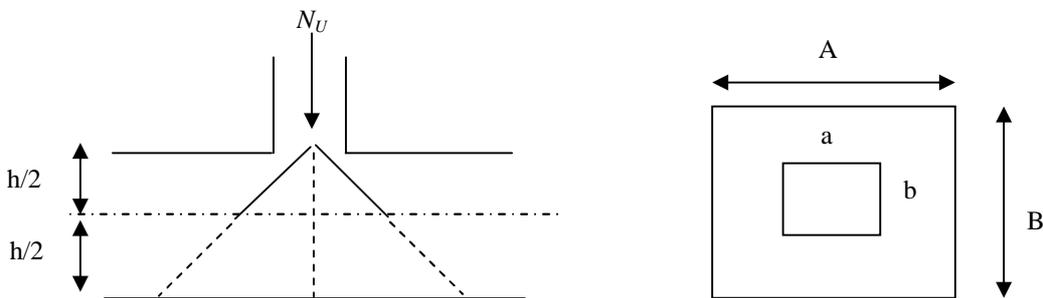


Figure VI.3.Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

$$N_u \leq 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . \quad \text{CBA93 (article A.5.2.4.2),}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$ht = 120\text{cm}$.

$$\mu_c = (a+b+2h)*2$$

$$\mu_c = 2*(0.7+0.65+ 2.4) = 7.5\text{m}.$$

$$N_u = 3182.35 \leq 0.045*7.5*1.2*25/1.5*1000 = 6750 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

b-Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programme *Socotec* on a :

$$I_y = 25887.18 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 7.26\text{m}.$$

$$I_x = 7552.86 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 14.54\text{m}$$

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

Sens X-X

$$N = 54118.82 \text{ KN} \text{ et } M_x = 20107.24\text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 151.71 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 113.06 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 147.23 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa} \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Sens Y-Y

$$N = 54118.82\text{KN} \text{ et } M_y = 12022.57\text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 139.14 \text{ KPa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 125.63 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 135.76 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KPa} \dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

NB: N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

c - Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

B : Longueur de la semelle filante .

Dans le sens X-X

$$e = \frac{20107.24}{51406.78} = 0.391m < \frac{28.5}{4} = 7.125m \quad (\text{condition vérifiée})$$

Dans le sens Y-Y

$$e = \frac{12022.57}{51406.78} = 0.233m < \frac{16.19}{4} = 4.04m \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

d- Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \cdot H \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w$

Avec :

$N = 44715.83$ KN (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 2.20$ m, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} = 408.76$ m² (surface du radier).

$\gamma_w = 10$ KN/m³ (poids volumique d'eau).

On trouve:

$$N = 44715.83 \text{KN} \geq 1.5 \cdot 2.2 \cdot 408.76 \cdot 10 = 13489.08 \text{KN} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

e- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1$ m.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{\max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{51406.78 \times 7.20 \times 1}{2 \times 408.76} = 452.94 \text{KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 60 = 54 \text{cm}$$

$$\tau_u = \frac{452.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.838 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3.4) Ferrailage du radier

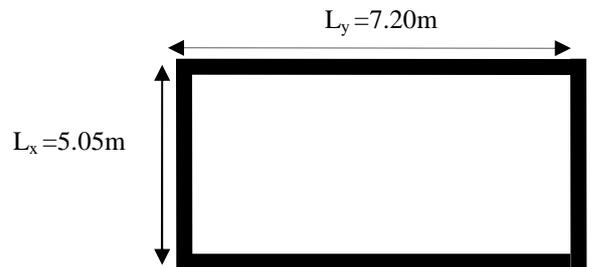
Ferrailage de la dalle

Le radier sera calculer comme un plancher en dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable .Le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

Sollicitation

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{51406.78 + 1.35 * 9402.99}{408.76} = 156.81 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{44715.83 + 9402.99}{408.76} = 132.39 \text{KN} / \text{m}^2$$



N_U : Effort ultime (plus le poids propre du radier).

N_s : Effort de service (plus le poids propre du radier).

Figure VI.4. Dalle sur quatre appuis

$$M_{0x} = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y * M_{0x}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.05}{7.20} = 0.70 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

ELU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 273.53 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 118.16 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_{0x} = 205.14 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{0y} = 100.44 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_{0x} = -61.54 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{0y} = -50.22 \text{KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{156.81 \times 5.05}{2} = 395.94 \text{ KN}$$

ELS ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 250.85 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 145.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.75 \times M_{ox} = 188.13 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 124.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0.3 \times M_{ox} = -75.25 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -72.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferrailage

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.60) \text{ m}^2$.

Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \rho \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{\text{Min}} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \times h \\ A_y^{\text{Min}} = \rho_0 \times b \times h \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 : Ferrailage du radier

		M (KN.m)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	205.17	11.27	5.52	6HA16=12.06	16.5
	Appui	61.54	3.29	4.8	6HA12=6.78	16.5
Sens y-y	Travée	100.44	5.41	5.52	6HA14=9.24	16.5
	Appui	50.22	2.68	4.8	6HA12=6.78	16.5

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_x = 293.29 \text{ KN} \\ \Rightarrow V_{\max} = 376.34 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{3} \Rightarrow V_y = 376.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{376.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} \Rightarrow \tau_u = 0.543 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

➔ Pas de risque de cisaillement.

L'ELS

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

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

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 150. \eta) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau VI.2. Résumé des résultats (vérification des contraintes)

		M _{ser} (KNm)	A _{adop} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Sens x-x	Travée	188.13	12.06	9.89	312.83	15	240
	Appui	75.25	6.78	3.11	218.36	15	240
Sens y-y	Travée	124.03	9.24	4.50	266.84	15	240
	Appui	72.86	6.78	3.01	211.43	15	240

La contrainte de l'acier σ_s selon (x-x) et (y-y) en travée est supérieure à la contrainte admissible, la condition n'est pas vérifiée on doit donc augmenter la section des aciers.

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}$$

Le ferrailage final est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Vérification des nouvelles contraintes

		M _{ser} (K N.m)	β	α	A (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Sens x-x	Trav	188.13	0.0026	0.256	8T16 = 16.08	5.47	237.03
Sens y-y	Trav	124.03	0.0017	0.212	7T14=10.78	4.24	231.76

Espacement des armatures :

Armatures // L_x: S_t ≤ min (3 h, 33 cm) = 33 cm.

Armatures // L_y: S_t ≤ min (4 h , 45 cm) = 40 cm.

Schéma de ferrailage:

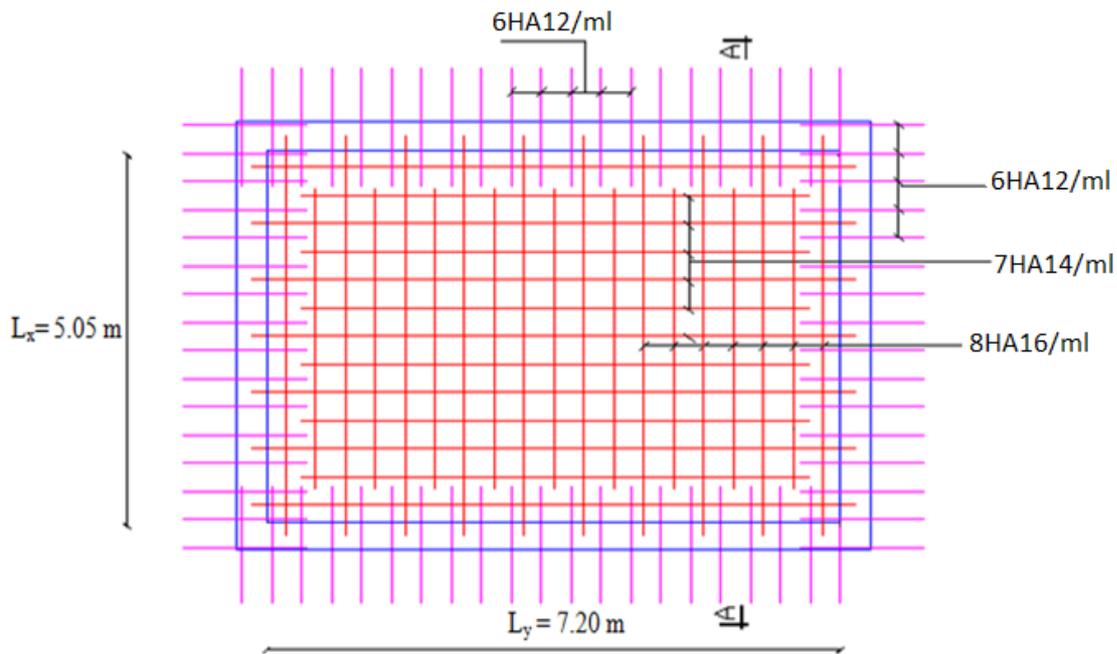


Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier

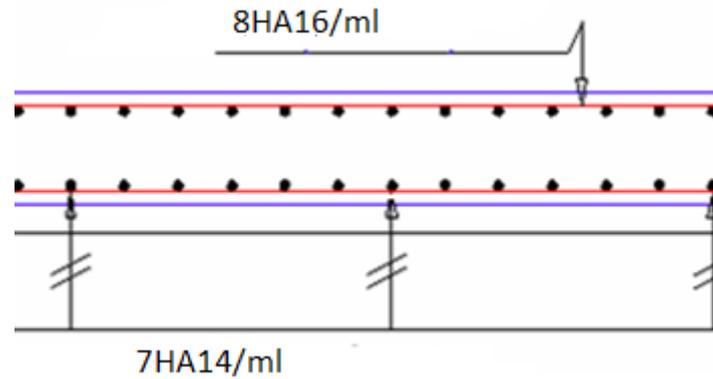


Figure VI.6. Coupe A-A du radier

VI.3) 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 $\rho = 0.70 \Rightarrow$ 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 le charge trapézoïdale.

Calcul des sollicitations :

$$q_u = 156.81 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 132.39 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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 :

Si c'est une travée de rive

Si c'est une travée intermédiaire

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = -0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$$

Moment en travée :

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

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

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{p \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Sens (x-x):

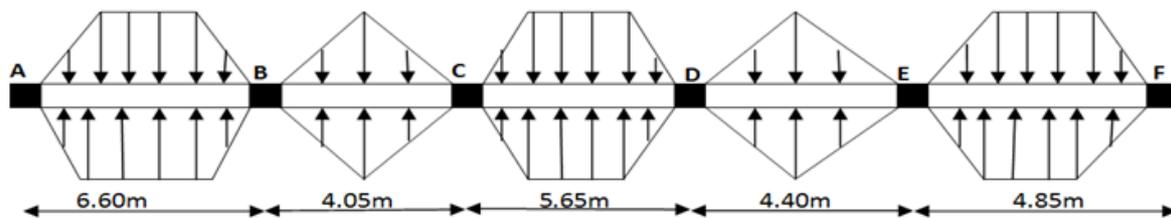


Figure. VI.7. Sollicitations sur les nervures le sens(x-x)
Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure de radier. dans le sens(x-x)

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	6.60	6.60	590.89	0	-2203.23	3.86	1836.18
B-C	4.05	3.24	423.38	-2203.23	-863.26	2.80	-535.91
C-D	5.65	4.52	460.67	-863.26	-917.70	2.80	947.84
D-E	4.40	3.52	462.58	-917.70	-1087.24	2.11	118.56
E-F	4.85	4.85	501.18	-1087.24	0	2.87	980.14

Sens (y-y):

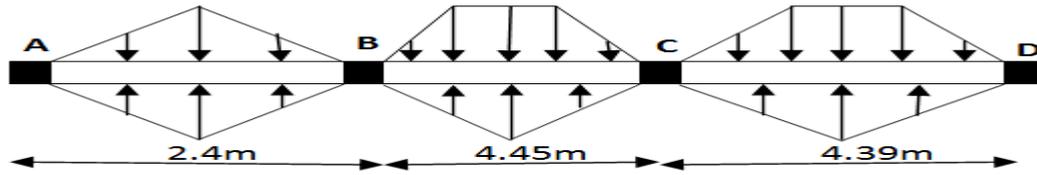


Figure.8.Sollicitations sur la nervure de radier dans le sens (y-y)

Tableau VI.5.Sollicitations de la nervure de radier.dans le sens (y-y)

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	P (KN/m)	$M_a(KNm)$		X (m)	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	2.4	2.4	250.89	0	-480.33	0.40	20.29
B-C	4.45	3.56	462.46	-480.33	-858.57	2.04	483.08
C-D	4.39	4.39	439.14	-858.57	0	2.64	692.15

b.2.Ferraillage

Le ferraillage se fera pour une section $b \cdot h$ en flexion simple.

$h=1.20m; h_0=60cm; b_0=60 cm; d=108 cm.$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{660}{10}; \frac{445}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(66; 222.5)$$

Soit : $b_1 = 65cm$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 190cm$$

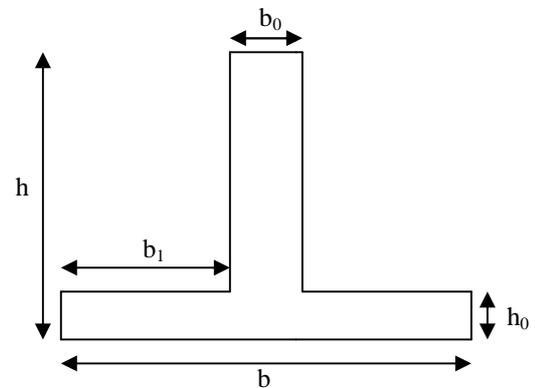


Figure.VI.9.Section à ferrailer

Tableau VI.6.Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier

		$M_u(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$	Choix
X-X	Travée	1836.18	54.50	7.82	55.90	5HA32+5HA20
	Appuis	2203.23	60.86	24.77	64.78	5HA32+5HA25
Y-Y	Travée	692.15	18.63	7.82	20.60	4HA20+4HA16
	Appuis	858.57	23.17	24.77	25.75	5HA20+5HA16

VI.3.1) Vérification a L'ELU

a)-Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 1616.11 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0.70 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie}$$

b)-Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(3.42; 6; 3.2) = 32 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 12 \text{ mm.}$$

c)-Espacement des aciers transversaux**Condition de RPA**

A partir d'art 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respectées les conditions suivantes :

Zone courante : $St \leq h/2 = 60 \text{ cm}$

Zone nodale : $St \leq \min(h/4; 12; \Phi_l) = 12 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- Zone courante : $St = 20 \text{ cm}$

- Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

VI.3.2) Vérification a L'ELS**a)-Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$$1. \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$2. \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Tableau VI.7.Résumé des résultats (vérification des contraintes)

Sens	Moments	$M_{ser}(KNm)$	$A_s (cm^2)$	y (m)	I (m ⁴)	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
x-x	M_t	1639	55.9	0.4271	0.06568	10.65	287.9
	M_a	1856.01	64.78	0.4512	0.05680	14.71	307.65
y-y	M_t	572.17	20.6	0.2877	0.02445	6.73	278.06
	M_a	713.08	25.75	31.40	0.02886	7.75	283.86

La contrainte de l'acier σ_s selon (x-x) et (y-y) est supérieure à la contrainte admissible, la condition n'est pas vérifiée on doit donc augmenter la section des aciers.

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times d(1 - \frac{\alpha}{3})}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{(1-\alpha)}{(3-\alpha)}}$$

Le ferrailage final est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Vérification des nouvelles contraintes

		M _{ser} (K N.m)	β	α	A (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Sens x-x	Trav	1639	0.0097	0.438	8T32+4T20 = 76.88	12.36	231.81
	App	1856.0	0.0110	0.459	8T32+4T25 = 83.98	13.40	238.51
Sens y-y	Trav	572.17	0.0034	0.446	4T25+4T16=27.68	6.06	212.58
	App	713.08	0.0042	0.312	4T25+4T20=32.21	7.15	229.36

VI.3/3) Schéma de ferrailage :

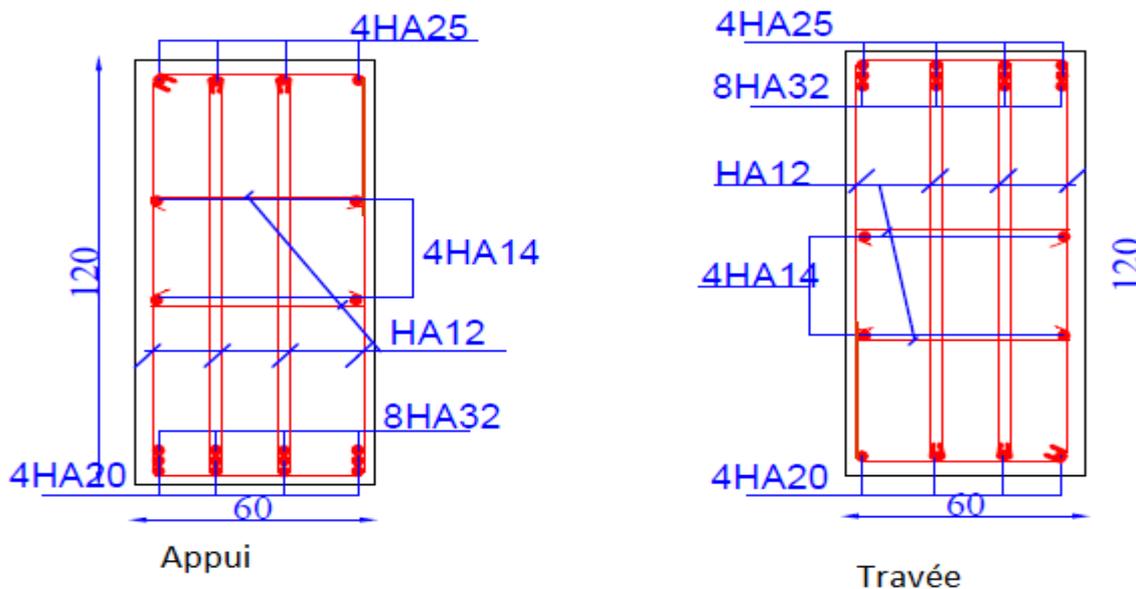


Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures selon X-X

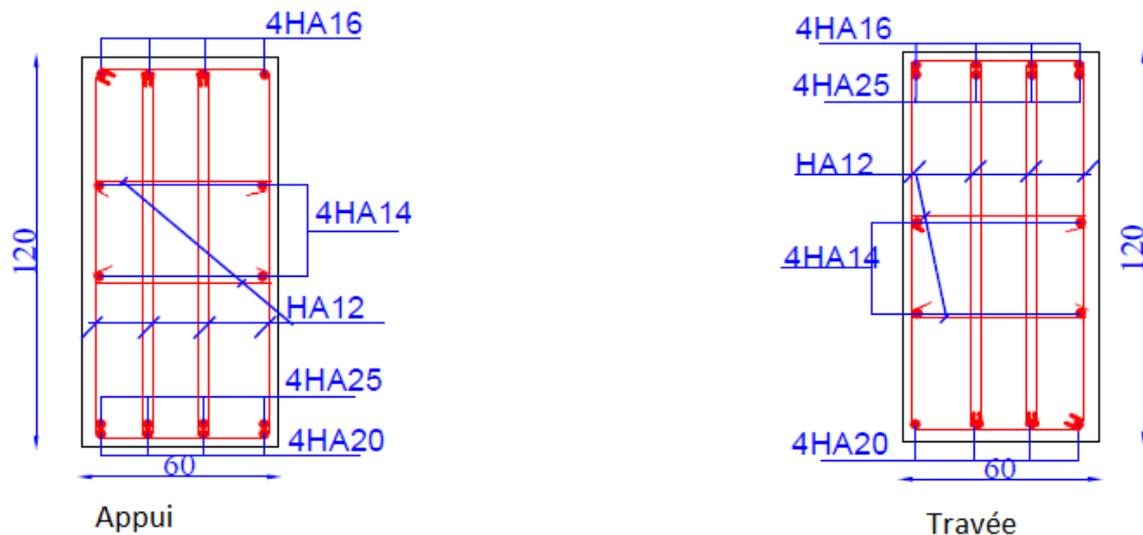


Figure VI.11. Schéma de ferrailage des nervures selon Y-Y

VI.4) Voile périphérique :

VI.4.1) Introduction :

Les ossatures au-dessous de niveau de la base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de la 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 1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

VI.4.2) Caractéristiques des voiles :

Hauteur $h = 1.00$ m.

Epaisseur $e = 20$ cm.

Largeur $L = 7.20$ m

VI.4.3) Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³.

Angle de frottement : $\varphi = 28^\circ$.

Cohésion du sol : $C = 0.45$ bars.

VI.4.4) Méthode de calcul :

Le voile périphérique comme un ensemble de panneaux dalles encastés en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2

Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Avec :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10 \text{ KN/m}^2$

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

φ : Angle de frottement : $\varphi = 28^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres $k_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.36$

$$K_a' = K_a = \frac{k_q}{\cos^2(\beta - \lambda)} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,36$$

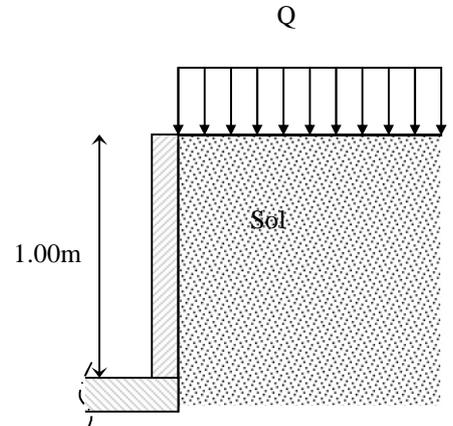


Figure VI.12. Voile périphérique

Sollicitations :

a. Poussée des terres :

$$p_1 = K_a \gamma \cdot h = \gamma \cdot h \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2.c.\text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 4.52 \text{ KN/m}^2. \quad (DTR - BC2.331)$$

b. Charge due à la surcharge :

$$p_2 = 10 \times K_a = 10 \times k_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 3.6 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.5) Ferrailage :

Calcul à l'ELU :

$$P_u = 1.35P_1 + 1.5P_2 = 11.50 \text{ KN/m}^2$$

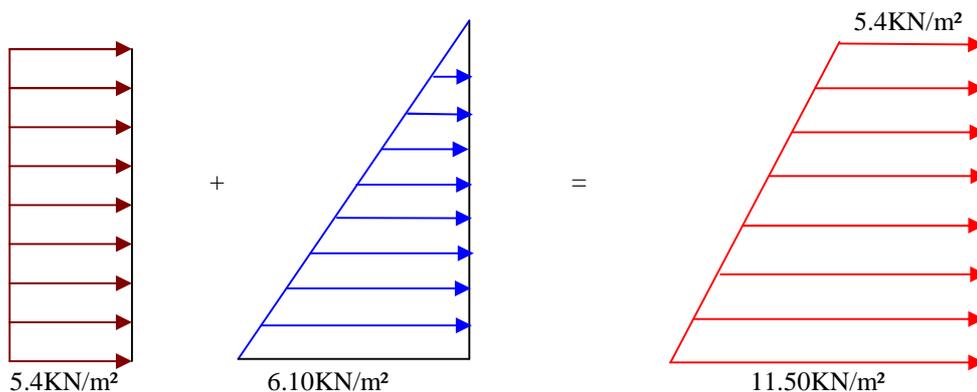


Figure VI.13. Diagramme des contraintes

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

$$b = 1\text{m.} \quad \begin{cases} l_x = 1.00 \text{ m.} \\ l_y = 7.20\text{m.} \\ e_p = 20\text{cm.} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 11.50 + 5.4}{4} = 9.97 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 9.87 \text{ KN / m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.13 < 0.4 \text{ Le panneau travail dans un seul sens}$$

→ La dalle travail selon un seul sens L_x , (console).

2. Calcul à l'ELU :

Calcul des moments

$$M_u = \frac{p_u * l^2}{2} \Rightarrow M_u = \frac{11.50 \times 1.00^2}{2} = 5.75 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage

• Armatures longitudinales

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{5.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.013 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.016; \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.178$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{5.75 \times 10^{-3}}{348 \times 0.178} \Rightarrow A = 0.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times e$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

• Armatures de répartitions

$$A_r = A_{adop} / 4 = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{et } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérifications à l'ELU

• Espacement :

On a une fissuration préjudiciable :

$$\text{Donc: } S_t \leq \min(2e, 25\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm}$$

D'où $S_t = 25\text{cm}$ la condition est vérifiée.

Condition de non fragilité :

$$\text{On a : } A_{min} = 1.28 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 3.14 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

- **Cisaillement :**

$$V_u = P_u \cdot L_x = 5.75 \cdot 1.00 = 5.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.178} = 0.032 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.032 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement

Vérifications l'E.L.S

- **Calcul du moment "Ms":**

$$M_s = (P_s \cdot L_x^2) / 2 = (9.92 \cdot 1.00) / 2 = 4.96 \text{ KN.m}$$

1. Etat limite de compression de béton :

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 0.154 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 15000.51 \text{ cm}^4$$

$$D'où : \sigma_{bc} = [(5.4 \cdot 10^{-3}) / (1.5 \cdot 10^{-4})] \cdot 0.15 \cdot 10^{-2} = 0.054 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.054 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{c'est vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\text{On doit avoir : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 150 \eta \right] = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{4.96 \times 10^{-3}}{1.5 \times 10^{-4}} (18 - 0.15) \times 10^{-2} \leq \bar{\sigma}_s = \min [266.67; 240] = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 96.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées

3. Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\begin{cases} e/l_x > 3/80 \Leftrightarrow 0.2/1 = 0.2 > 3/80 = 0.037 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ e/l_x > M_{tx} / (20 \times M_{0x}) \Leftrightarrow 0.2/1.00 = 0.2 > 5.4 / (20 \times 5.4) = 0.05 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \\ A_s / (b \times d) < 2/f_e \Leftrightarrow 0.0017 < 0.005 \Rightarrow \text{Vérifiée.} \end{cases}$$

Schéma de ferrailage

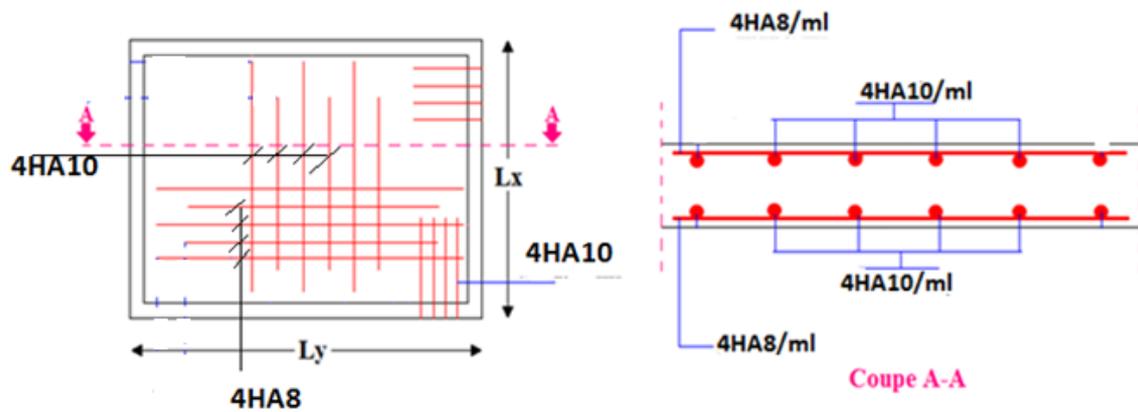


Figure VI.14. Schéma de ferrailage

Conclusion

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 modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux ;
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que le ferrailage préconisé par le RPA99 est majoritaire en vue de la sécurité ;
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, un comportement idéal souhaité, Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :
 - Respect de réglementation parasismique.
 - Conception architecturale parasismique.
 - Mise en œuvre soignée de la construction.
 - garantir la sécurité.

Annexe 2

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

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

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	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	0.4065	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 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		u/lx										
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe 4

Caractéristiques générales

Installation	en simplex pour les dispositions en batteries, consulter le table T31	Alimentation	collective (essence sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simplex accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN		
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	87	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	148	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	480	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	290	480	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12500	2500
530	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	290	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	65	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	36000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	13500	2500
540	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	14000	3000
590	260	520	280	230 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	16000	5000
					☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000


 Symbole établi par le Comité National de Liaison des Associations d'Autistes (CNLA) et le Comité National de Liaison des Associations d'Autistes (CNLA) et le Comité National de Liaison des Associations d'Autistes (CNLA). Les appareils sont destinés à la Norme NF P 81-201 et sont accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le copié d'un document général. S'agit d'installations à très hautes performances. Il est vivement conseillé de prendre contact avec votre Correspondant Schneider cabinet.

ANNEXE 5

Sections réelles d'armatures

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ en mm

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	37.7
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	7.72	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.38	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

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

- SAP 2000
- SOCOTEC
- Autocad
- Robot expert

Chapitre I

Généralité

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

Chapitre IV

Etude sismique

Chapitre V

Calcul des éléments principaux

Chapitre VI
Etude
de l'infrastructure

Introduction

Bibliographie

Conclusion

Annexes

Les Plans