

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études
Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme de master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation contreventé par un
système mixte
(Voiles – Portiques)*

Présenté par :

M^{elle} Ait bekka Dehia
M^{er} Aguenihanai kamel

Promotrice :

M^{eme} Djerroud

Jury:

M^{er} CHELOUAH
M^{er}

Promotion 2014-2015

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.*

*Nous tenons à remercier nos familles pour leurs
sacrifices et encouragements durant tous le parcours des
études. Sans oublier notre promotrice Mme djaroud de
nous avoir encadré.*

*Nous tenons à remercier également l'ensemble des
enseignants de département GENIE CIVIL pour leurs
rôles importants dans notre formation. En particulier les
membres de jury qui ont accepté à juger notre travail.*

*En fin, tous nos amis, amies et ceux qui ont contribué
de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.*

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 soutenu 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 : fodil, Abdellah, Jugurta

A mes Sœurs : Halima, Linda

A mes Nièces : Noorelhouda, Yousra

A toute ma famille sans exception.

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

➤ *A mon binôme et sa famille*

Dehia

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1.Introduction.....	1
I.2.Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3.Caractéristiques de l'ouvrage.....	1
I.4.Règlement et norme utilisé.....	2
I.5.Etats limites.....	3
I.6.Les hypothèses de calcul.....	3

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1.Introduction.....	4
II.2.Pré dimensionnement des éléments secondaires	4
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	7
II.4.L'acrotère.....	12
II.5.Ascenseur.....	13
II.6.Descente de charge.....	17
II.7.conclusion.....	27

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1.Les planchers.....	28
III.2.Etudes des dalles pleines.....	55
III.3. Etude de l'acrotère	61
III.4. Etude l'ascenseur.....	66
III.5. Etude d'escalier.....	74
III.6. Etude des poutres de chaînage	85

Chapitre IV : Etude au séisme

IV.1.Introduction.....	91
IV.2. Méthodes de calcul.....	91
IV.3. Analyse dynamique.....	95
IV.4. conclusion.....	104

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1.Introduction.....	105
V.2.Etude des poteaux.....	105
V.3.Etude des poutres.....	114
V.4.Etude des voiles.....	128

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction.....	136
VI.2.Choix de type des fondations	136
VI.3.Combinaisons d'actions a considéré.....	136
VI.4.Etude des fondations	136
VI.5. Ferrailage du radier.....	140
VI.6.Ferrailage des nervures.....	144

Conclusion.....	150
-----------------	-----

Bibliographie

Annexes

LISTE DES FIGURES

Figure II.1. Plancher à corps creux.....	4
Figure II.2. Dalle sur 2 appuis.....	5
Figure .II.3. Dalle sur trois appuis.....	5
Figure II.4. Disposition des poutrelles.....	6
Figure II.5. Escalier a trois volées	7
Figure .II.6. Schéma statique des volées 1et3.....	7
Figure .II.7. Schéma statique de la partie 2.....	8
Figure .II.8. Vue en plan d'un voile	11
Figure II.9. Dimension de l'acrotère.....	12
Figure II.10. Dimensions de l'ascenseur.....	13
Figure III.1. Schéma d'une poutrelle	28
Figure III.2. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées.....	31
Figure III.3. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.....	31
Figure III.4. Schéma statique d'une poutrelle type 2.....	32
Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	54
Figure III.6. : Dalle sur 1 seul appui.....	55
Figure III.7. schémas de ferrailage d'une dalle sur un seul appui	57
Figure III.8. : Dalle sur deux appui.....	57
Figure III.9. : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	60
Figure III.10. Dimensions de l'acrotère.....	61
Figure III.11. : Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	65
Figure III.12. dimensions de l'ascenseur.....	66
Figure III.13. Schéma représentant la surface d'impact.....	69
Figure III.14. Schémas de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	73

Figure III.15. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.....	78
Figure III.16. Schéma statique de la console.....	78
Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	85
Figure III.18. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	90
Figure IV.1. Spectre de calcul.....	96
Figure IV.2. disposition des voiles adoptée.....	97
Figure IV.3. Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.....	98
Figure IV.4. Mode 2, Translation suivant l'axe Y-Y.....	98
Figure IV.5. Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z.....	99
FigureV.1. Dispositions constructives des portiques : RPA 99.....	116
Figure. V.2 : Réduction des sections de.....	123
Figure V.3 : schéma de ferrailage de la poutre principale de la terrasse inaccessible.....	126
Figure V.4 : schéma de ferrailage de la poutre principale des étages courant.....	126
Figure V.5 : schéma de ferrailage de la poutre secondaire de la terrasse inaccessible.....	126
Figure V.6 : schéma de ferrailage de la poutre secondaire des étages courant.....	127
Figure. VI.1. : Schéma de rupture de dalle de radier.....	140
Figure.VI.2 : Dalle sur quatre appuis.....	140
Figure. VI.3 : Schéma de ferrailage de radier.....	144
Figure.VI.4. Charges transmises aux nervures secondaires de radier.....	145
Figure.VI.5. Charges transmises aux nervures principales de radier.....	146
Figure.VI.6 : Section à ferrailer.....	146

Liste des tableaux

CHAPITRE II

Tableau. II.1. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	13
Tableau. II.2. Charge sur le plancher étage courant et RDC	14
Tableau II.3. Charge sur le plancher étage courant	14
Tableau. II.4. Evaluation des charges de palier	14
Tableau. II.5. Evaluation des charges de palier	15
Tableau .II.6. Tableau récapitulatif des charges sur la volée	15
Tableau. II.7. Evaluation des charges sur les murs extérieures	15
Tableau II.8. Descente de charge au droit du Poteau	17
Tableau .II.9. Descente de charge au droit du Poteau	21
Tableau .II.10. Vérification au flambement	26
Tableau II.11. Pré vérification de l'effort normal réduit	26

CHAPITRE III

Tableau. III.1. Les différents types de poutrelles	29
Tableau. III.2. Chargement sur les poutrelles	29
Tableau III.3. Charges et surcharges d'exploitation	33
Tableau III.4. les sollicitations a L'ELU, poutrelle de type 2	40
Tableau. III.5. les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 2	40
Tableau .III.6. les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 3	40
Tableau III.7. les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 3	41
Tableau III.8. les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 2	41
Tableau .III.9. les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 2	41
Tableau .III.10. les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 1	42
Tableau. III.11. les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 1	42
Tableau III.12. Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux	43
Tableau III.13. Récapitulation du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse Inaccessible	52
Tableau III.14. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant.....	53
Tableau III.15. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant	53
Tableau III.16. Le ferrailage des différentes poutrelles	53
Tableau III.17. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles	54
Tableau III.18. calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis.....	59
Tableau III.19. Combinaison d'action de l'acrotère	62

Tableau III.20. Calcul de la section de ferrailage de dalle d'ascenseur.....	67
Tableau III.21. Vérification de l'effort tranchant	68
Tableau III.22. Vérification des contraintes	68
Tableau III.23. Vérification de la flèche	69
Tableau III.24. Tableau de ferrailage de la dalle de locale de la machine.....	71
Tableau III.25. Tableau de ferrailage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis	76
Tableau III.26. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	77
Tableau III.27. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier.....	78
Tableau III.28. Résultats de ferrailage de la 2 ^{ème} partie	79
Tableau III.29. Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier	80
Tableau III.30. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	82
Tableau III.31. Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.....	82
Tableau III.32. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....	86

CHAPITRE IV

Tableau IV .1. Valeurs des pénalités P_q	92
Tableau IV.2. Valeurs de C_T	93
Tableau IV.3. Valeurs de T_1 et T_2	94
Tableau IV.4. Périodes de vibration et taux de participation des masses.....	97
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction sous charge verticales.....	100
Tableau IV.6. Charge horizontales reprises par les portique et voiles.....	101
Tableau IV.7. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	101
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit.....	102
Tableau IV.9. Vérification des déplacements.....	102
Tableau IV.10. Vérification des effets $P-\Delta$	104

CHAPITRE V

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	106
Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux.....	107
Tableau V.3. Ferrailage des poteaux.....	110
Tableau V.4. Armatures transversales.....	110
Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime.....	112
Tableau V.6. Vérification des contraintes.....	113
Tableau V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	114

Tableau V.8 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.....	117
Tableau V.9. verification des contraintes tangentielles.....	119
Tableau V.10: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	120
Tableau V.11. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	120
Tableau V.12. Vérification de la flèche pour les poutres.....	121
Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux.....	122
Tableau V.14. Vérification de la zone nodale.....	122
Tableau V.15. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.....	124
Tableau V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1.20}$ // à x-x'	130
Tableau V.17: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1.30}$ // à x-x'	130
Tableau V.18: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x3.20}$ // à x-x'	130
Tableau V.19: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y2.20}$ // à y-y'	131
Tableau V.20: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y3.06}$ // à y-y'	131
Tableau V.21 : Ferrailage du voile $V_{x1.20}$	132
Tableau V.22: Ferrailage du voile $V_{x1.30}$	132
Tableau V.23 : Ferrailage du voile $V_{x3.20}$	133
Tableau V.24 : Ferrailage du voile $V_{y2.20}$	134
Tableau V.25 : Ferrailage du voile $V_{y3.06}$	134
CHAPITRE VI	
Tableau VI .1. Section des armatures du radier.....	141
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	143
Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	143
Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens X-X.....	145
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens Y-Y.....	146
Tableau VI.6 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	147
Tableau VI.7 : vérification des contraintes des nervures du radier.....	148
Tableau VI.8. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.....	149

Symboles et Notations

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

At : Aire d'une section d'acier transversal

As : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

Br : Section réduite du béton

Es : Module d'élasticité de l'acier

Evj : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

Eij : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

fcj : Résistance caractéristique de compression à j jour

ftj : Résistance caractéristique de traction à j jour

fe : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

qu : Charges réparties ultime

qs : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

Mu : Moment de calcul ultime

Ms : Moment de calcul de service

Nu : Effort normal ultime

Ns : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m²).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m²).

S_t : Espacement des armatures.

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.

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

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 : Contrainte normale.

ϕ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

k_c : Coefficient de portance.

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

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

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.

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant que la prévision est incertaine et son apparition est aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. A cet effet l'ingénieur associe la "recherche fondamentale" orientée pour apporter une contribution théorique à la résolution de problèmes techniques et la "recherche appliquée" pour trouver des solutions nouvelles permettant d'atteindre un objectif déterminé à l'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation il est contreventé par un système mixte (voiles + portiques). Ainsi notre étude est partagée en six chapitres.

Après avoir présenté le projet, les règlements et normes utilisées et la définition des caractéristiques des matériaux utilisés au chapitre I, on passe en deuxième chapitre au pré dimensionnement des éléments du bâtiment. Au chapitre III, nous présentons le calcul des éléments secondaires de l'ouvrage tels que les planchers, les escaliers, l'acrotère,...etc. Le chapitre IV qui est consacré à la recherche d'un bon comportement de la structure par la mise en place d'une bonne disposition des voiles, tout en satisfaisant les conditions exigées du RPA (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit). Ensuite le calcul du ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) est développé dans le chapitre V et enfin au chapitre VI, on termine par le calcul des fondations.

I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui 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+9) à usage d'habitation avec un RDC à usage commercial.

le bâtiment sera implanté à la wilaya de Constantine, une région classée selon les règles parasismiques algérienne (**R.P.A99 Version 2003**) comme une zone moyenne sismicité (**zone IIa**), d'importance moyenne (groupe 2), ou la contrainte de sol est de 1.6 bars

I.2.1. caractéristiques géométriques et architecturales

- Hauteur totale $H=30.60$ m.
- Hauteur d'étage courant $h_e=3.06$ m.
- Hauteur de RDC $h=3.06$ m.
- Longueur totale entre axes $L_x=32.7$ m.
- Largeur totale entre axes $L_y=19.10$ 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 portique 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 poutres

Ont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.

❖ **Les poteaux** : sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les Sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

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

❖ La maçonnerie

- les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

-Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs Fonctions principale est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique

❖ **Balcon** : les balcons seront réalisés en dalle pleine.

❖ **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, encastres à sa base au plancher terrasse, Coulé sur place.

❖ **L'infrastructure** : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

✓ Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.

✓ Limiter les tassements.

✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

I.3.Règlements et norme utilises :

Notre étude est élaborée 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.

I.4. Etats limites (BAEL91) :

❖ **I.4.1 : Définition** : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

✓ **Etat limite ultime** : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

➤ Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

✓ **Etat limite de service** : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

➤ Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.5. les hypothèses de calcul

I.5.1 Hypothèses de calcul à l'ELU (CBA93 article A.4.3.2)

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- ✓ Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$
 - En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$
- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰

I.5.2 Hypothèse de calcul à l'ELS

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.6. Combinaison de calcul :

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

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles } \begin{cases} G + Q + E. \\ G + Q + 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{cases} \text{ pour les structures auto-stable } \mathbf{RPA99 \text{ (article 5.2)}}$$

Avec :

- G : étant l'action permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- E : l'action du séisme

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques Algériennes et les normes techniques assurant la condition de la flèche et de résistance.

II.2.1 Les planchers a corps creux

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

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

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{350 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 14.22cm$$

On va opter pour une hauteur : $h_t = 20 \text{ cm}$

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

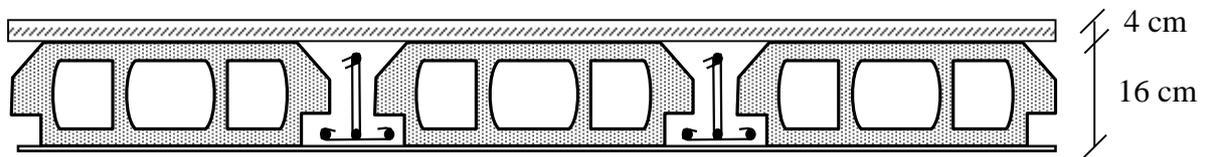


Figure II.1. Plancher à corps creux.

II.2.2 Plancher a dalle pleine

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y).

On désigne par l_x la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

• Résistance au feu (CBA 93)

- $e \geq 7cm$ pour une heure de coupe-feu.
- $e \geq 11cm$pour deux heures de coupe-feu.
- $e \geq 17.5cm$pour quatre heures de coupe-feu.

• **Isolation phonique** : $e \geq 13\text{cm}$

• **Critère de résistance à la flexion**

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

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

Différents type de dalles pleines

➤ **Dalle reposant sur deux appuis**

$L_x = 1.30\text{m}$

$L_y = 2.50$

$$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \Leftrightarrow \frac{150}{35} < e < \frac{150}{30}$$

$4,28\text{cm} < e < 5\text{cm}$.

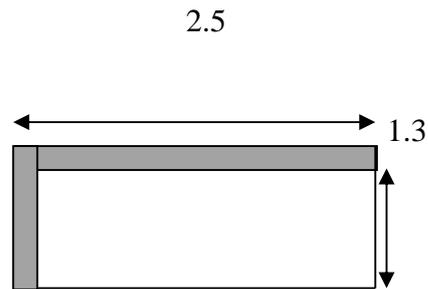


Figure.II.2. Dalle sur deux appuis

➤ **Dalles sur trois appuis**

On a $l_x = 160$ $L_y = 4.57\text{m}$

$$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{160}{45} < e < \frac{160}{40}$$

$3.55\text{cm} < e < 4\text{cm}$.

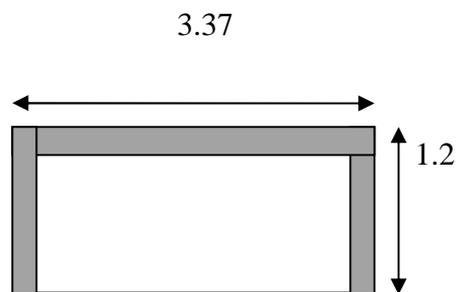


Figure .II.3.Dalle sur trois appuis

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

II.3 Les poutrelles

Petite poutre préfabriquée en béton arme ou précontraint formant l’ossature d’un plancher.

Le choix du sens de disposition se fait par rapport aux critères suivants :

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

Dans notre cas, les poutrelles seront disposées selon le critère du plus petite portée (Fig.II.4)

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à

Prendre est définie par :

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

Avec:

$$8 \leq b_0 \leq 14 \text{ en prend } b_0=10 \text{ cm}$$

$L_x=55\text{cm}$: distance entre nus de poutrelles.

$L=320\text{ cm}$: distance entre nus d'appuis des poutrelles

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{320}{10}\right)$$

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

Disposition des poutrelles

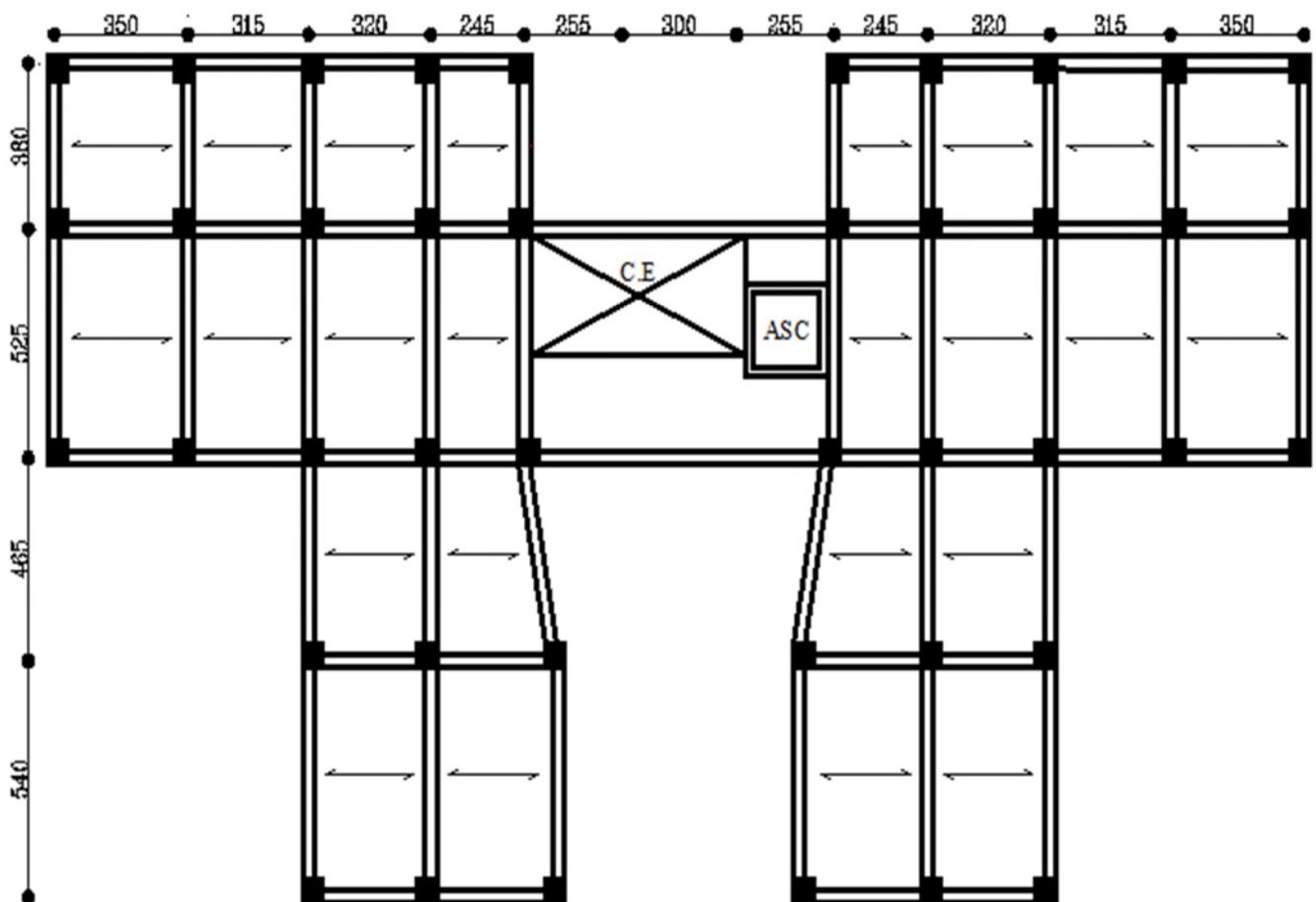


Figure II.4. disposition des poutrelles

II.4 Pré dimensionnement des poutres

Les poutres seront pré dimensionné selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **BAEL99**/version 2003

II.4.1 Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 520cm .$$

$$\Rightarrow 34.66cm \leq h \leq 52cm .$$

Soit : $h = 40cm$ et
 $0.3 * h \leq b \leq 0.5h$

Pour la facilité de manipulation et c'est plus pratique on prend **b = 30cm**

➤ **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right. \dots\dots\dots (2)$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40cm > 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1.33 < 4 \end{array} \right. \text{vérifiée}$$

Donc la section des poutres principales : $(\mathbf{b \times h}) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.4.2 poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

L_{\max} : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = 320 \text{ cm} \Rightarrow 21.33 \text{ cm} \leq h \leq 32 \text{ cm}.$$

Soit : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

- **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

$$(2) \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 40 / 30 = 1 < 4 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{vérifiée}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $(\mathbf{b \times h}) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.5 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right.$$

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

Les dimensions des poteaux sont supposées :

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

II.6 Les voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

L'épaisseur a :

$$\begin{aligned} a &\geq \max\left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right]. \\ a &\geq \max\left[\frac{306}{20}; 15\text{cm}\right]. \\ \Rightarrow a &\geq \max[15.3; 15\text{cm}]. \end{aligned} \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$



Figure II.5 : Vue en plan d'un voile.

Soit $a = 20\text{cm}$

$$L \geq 4 \times a = 80\text{cm}.$$

II.7 Pré dimensionnement des escaliers

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.

- La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL**: $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$.

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec : $n-1$: Nombre de marches ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche.

II.7.1 Première et troisième partie

➤ **Epaisseur de la pailasse**

- La longueur développée est : $L = L_v + L_p$.
- l_v : longueur de la volée

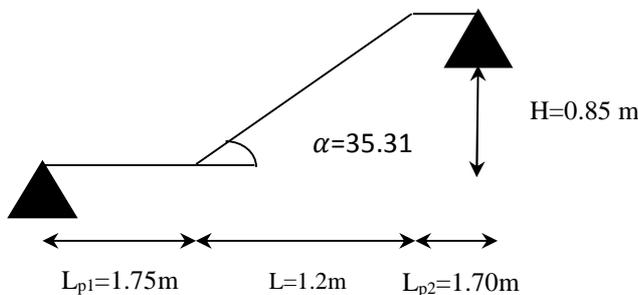


Figure II.7. Schéma statique des volées 1 et 3

L_p : longueur du palier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} \Rightarrow L = 1.70 + 1.175 + \sqrt{1.20^2 + 0.90^2} = 4.95\text{m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{495}{30} \leq e \leq \frac{495}{20} \Rightarrow 16.5\text{cm} \leq e \leq 24.75\text{cm}$$

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

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

➤ **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

On a : $L_0 = 120\text{ cm}$; $H = 90\text{cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 90 + 120)n + 2 \times 90 = 0$$

$$64n^2 - 364n + 180 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : $n = 5$

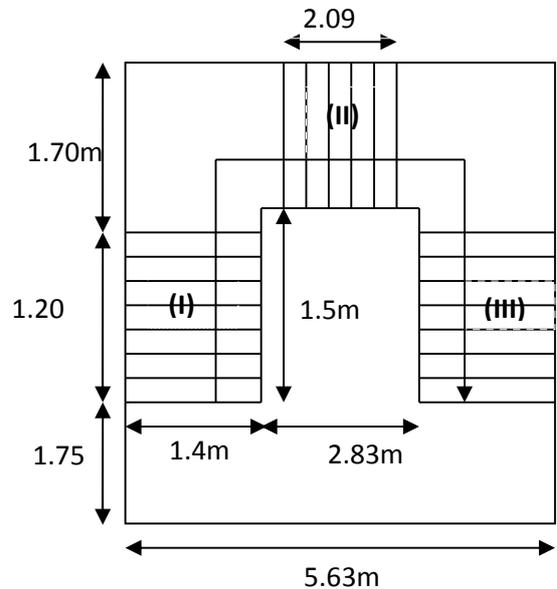


Figure II.6. Escalier à trois volées

Le nombre de marche est : $n - 1 = 4$

➤ **Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)**

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{120}{4} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm.} \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{90}{5} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 30 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm.}$$

II.7.2 Deuxième partie

Elle se calcule comme une console encastree dans la poutre brisee comme l'indique la figure suivante

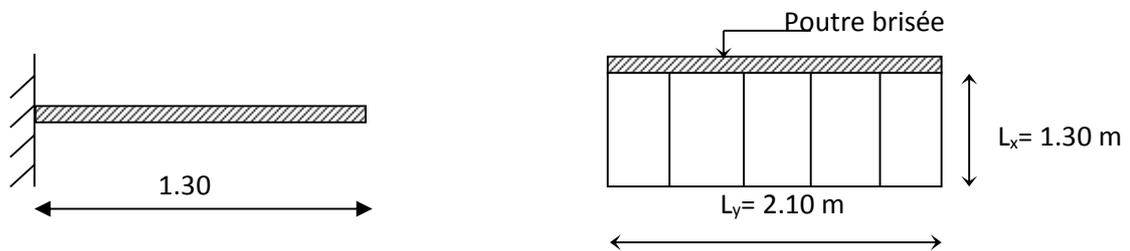


Figure II.8. Schéma statique de la partie 2

➤ **Epaisseur de la paillasse**

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{130}{20} = 6.5\text{cm}$$

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

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

➤ **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

On a : $L_0 = 209 \text{ cm}$; $H = 144 \text{ cm}$.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 144 + 209)n + 2 \times 144 = 0$$

$$64n^2 - 561n + 288 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marches est : $n = 8$.

Le nombre de marches est : $n - 1 = 7$.

➤ Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$\left. \begin{aligned} g &= \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{209}{7} = 29.85 \Rightarrow g = 30\text{cm.} \\ h &= \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{144}{8} = 17 \Rightarrow h = 17\text{cm.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow g = 30 \text{ cm et } h = 17 \text{ cm.}$$

II.8 L'acrotère

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumis à son poids propre (G), une force horizontale due au séisme.

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend H=60cm

$$S = (0.6 \times 0.1 + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1) / 2)$$

$$S = 0.0685\text{m}^2.$$

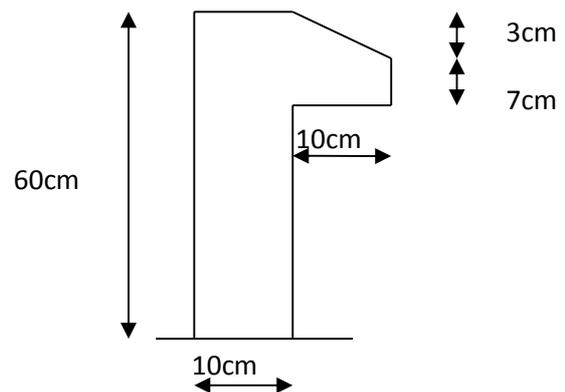


Figure II.9. Dimension de l'acrotère

II.9 Ascenseur

L'ascenseur est un appareil qui sert au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle 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)

$B_s * T_s = (216 * 212 \text{ cm})$ dimensions de la gaine.

B_s : Longueur de l'ascenseur=216cm.

T_s : Largeur de l'ascenseur=212cm.

Hauteur :

$V=1\text{m/s}$ → vitesse de levage.

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

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

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

Course maximale = 50 m.

Poids de 13 personnes =1000Kg

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

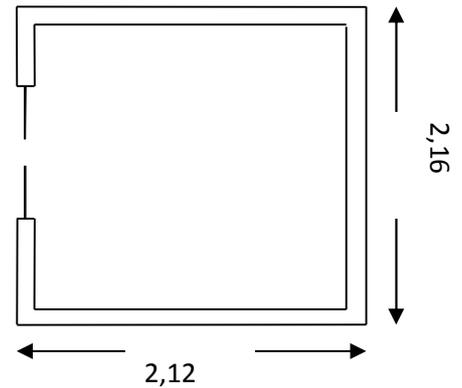


Figure II.10. Dimensions de l'ascenseur

II.10 Evaluation des charges et surcharges

II.10.1 Plancher à corps creux

➤ La terrasse inaccessible

Tableau II.1. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	épaisseur(m)	Poids (KN/m ²)	Densité (KN/m ³)
Gravillon de protection	20	0.04	0.8
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Isolation thermique	18	0.015	0.27
Forme de pente	22	0.065	1.43
plancher a corps creux (16+4) cm	14.25	0.20	2.85
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Charge permanente totale	$G= 5.67 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q= 1 \text{ KN/m}^2$		

➤ Plancher étage courant et RDC

Tableau.II.2. Charge sur le plancher étage courant et RDC

Désignation des éléments	épaisseur(m)	Poids (KN/m ²)	Densité (KN/m ³)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44	22
Mortier de pose	0.02	0.4	20
Lit de sable	0.02	0.36	18
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85	14.25
Enduit de plâtre	0.02	0.2	10
Cloison de séparation	0.1	1	10
Charge permanente totale	G= 5.25 KN/m ²		
Charge d'exploitation étage courant	Q= 1.5 KN/m ²		
Charge d'exploitation RDC usage commerciale	Q= 5 KN/m ²		

II.10.2 Dalle pleine (balcons)**Tableau II.3.** Charge sur le plancher étage courant

Désignation des éléments	épaisseur(m)	Poids (KN/m ²)	Densité (KN/m ³)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44	22
Mortier de pose	0.02	0.4	20
Sable fin	0.02	0.36	18
Dalle plein	0.14	3.5	25
Enduit de plâtre	0.02	0.2	10
Charge permanente totale	G= 4.9 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q= 3.5 KN/m ²		

II.10.3 Les escaliers

1-Palier

Tableau II.4. Charge sur le plancher étage courant

Désignation des éléments	épaisseur(m)	Poids (KN/m ²)	Densité (KN/m ³)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44	22
Mortier de pose	0.02	0.4	20
Sable fin	0.02	0.36	18
Dalle BA	0.14	3.5	25
Enduit de ciment	0.02	0.4	20
Charge permanente totale	G= 5.1 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q= 2.5 KN/m ²		

2- la volée

Tableau II.5. Charge sur le plancher étage courant

Désignation des éléments	épaisseur(m)	Poids (KN/m ²)	Densité (KN/m ³)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44	22
Mortier de pose	0.02	0.4	20
Sable fin	0.02	0.36	18
Marche	0.17× (1/2)	1.87	22
Paillasse	0.14/ cos (35.31)	4.29	25
	0.14/ cos (33.05)	4.18	
Enduit de ciment	0.02	0.4	20

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

Epaisseur de la volée (cm)	Inclinaison de la volée (°)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
e= 14cm	35.31	7.76	2.5
	33.05	7.65	

Tableau II.7. Evaluation des charges sur les murs extérieures

Désignation des éléments	épaisseur(m)	Poids (KN/m ²)	Densité (KN/m ³)
Enduit extérieur en ciment	0.02	0.4	20
Brique creuse	0.15	1.35	9
Lame d'aire	0.05	/	/
Brique creuse	0.1	0.9	9
Enduit de plâtre	0.02	0.2	10
Charge permanente totale	G = 2.85 KN/m²		

• **La loi de dégression :**

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

• **La loi de dégression des charges d'exploitation :**

Soit Q₀ la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q₁, Q₂.....Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages

1,2.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

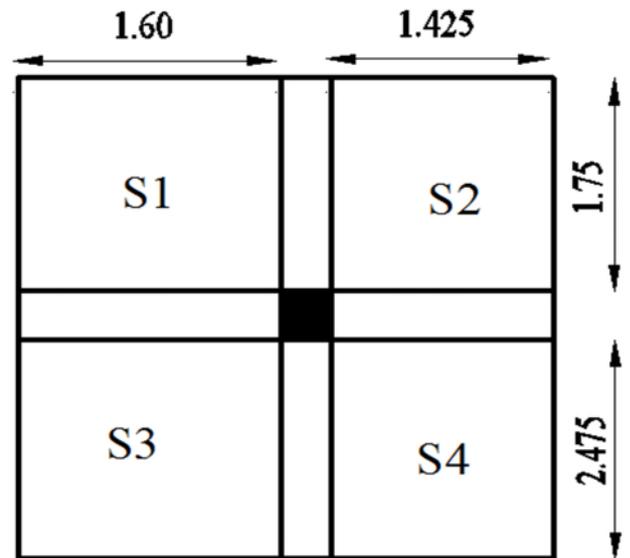
- Sous la terrasse :.....Q₀.
- Sous le dernier étage :.....Q₀+Q₁.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :.....Q₀+0.95 (Q₁+Q₂).
- Sous l'étage immédiatement inférieur :.....Q₀+0.90 (Q₁+Q₂+Q₃).
- Pour n≥5 :.....Q₀+ (3+n/2n) × (Q₁+Q₂+Q₃+Q₄+.....+Q_n).

La surface afférente pour la charge permanente**Poteau P1**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (1.425 \times 1.75) + (1.6 \times 1.75) + (2.475 \times 1.425) + (1.6 \times 2.475)$$

$$S = 12.779 \text{ m}^2$$

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

$$G_{ti} = 6.51 \text{ KN/m}^2; Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti} = 6.57 \times 12.779 = 72.45 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1 \times 12.779 = 12.779 \text{ KN}$$

❖ **Plancher de la RDC**

$$S = 12.779 \text{ m}^2; G_{pc} = 5.25 \text{ KN/m}^2; Q_{pc} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pc} = 5.25 \times 12.779 = 67.08 \text{ KN}$$

$$Q_{pc} = 5 \times 12.779 = 63.895 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étage courant**

$$S = 12.779 \text{ m}^2; G_{pc} = 5.25 \text{ KN/m}^2; Q_{pc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pc} = 5.25 \times 12.779 = 67.08 \text{ KN}$$

$$Q_{pc} = 1.5 \times 12.779 = 19.16 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poutres**

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.4 \times 4.22 \times 25 = 12.66 \text{ KN}$$

$$P_{ps} = 0.3 \times 0.3 \times 3.02 \times 25 = 6.79 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poteaux**

R.D.C, 1^{er} étage : section des poteaux (55 × 55) cm²

$$P_{RDC} = P_1 = 0.55 \times 0.55 \times 3.06 \times 25 = 23.14 \text{ KN}$$

2^{eme}, 3^{eme} étage : section des poteaux (50 × 50) cm²

$$P = 0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$$

4^{eme} ,5^{eme} étage : section des poteaux (45×45) cm²

$$P=0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49 \text{ KN}$$

6^{eme}, 7^{eme} étage: section des poteaux (40×40) cm²

$$P=0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

8^{eme} ,9^{eme} étage: section des poteaux (35×35) cm²

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

Tableau II.8. : Descente de charge au droit du Poteau

Niveau	Eléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)
N1	Plancher T- inaccessible	72.45	12.779
	Poutre principale	12.66	
	Poutre secondaire	6.79	
N2	G venant de N1	91.9	31.94
	Poteau (35*35)	9.37	
	Plancher courant	67.08	
	Poutres principale	12.66	
	Poutre secondaire	6.79	
N3	G venant de N2	187.8	49.18
	Poteau (35*35)	9.37	
	Plancher courant	67.08	
	Poutres	19.45	
N4	G venant de N3	283.7	64.51
	Poteau (40*40)	12.24	
	Plancher courant	67.08	
	Poutres	19.45	
N5	G venant de N4	382.47	74.1
	Poteau (40*40)	12.24	
	Plancher courant	67.08	
	Poutres	19.45	
	G venant de N5	481.24	74.1

N6	Poteau (45*45)	15.49	84.63
	Plancher courant	67.08	
	Poutres	19.45	
N7	G venant de N6	583.26	100
	Poteau (45*45)	15.49	
	Plancher courant	67.08	
N8	Poutres	19.45	108.58
	G venant de N7	685.28	
	Poteau (50*50)	19.125	
N9	Plancher courant	67.08	118.16
	Poutres	19.45	
	G venant de N8	790.93	
N10	Poteau (55*55)	23.14	124.87
	Plancher courant	67.08	
	Poutres	19.45	
N11	G venant de N10	1002.62	163.17
	Poteau (55*55)	23.14	
	Plancher courant	67.08	
TOTAL	Poutres	19.45	163.17
		1112.29	

La surface afferante du poteau P2

$$S_1 = 1.075 \times 2.475 = 2.66 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.65 \times 2.475 = 6.56 \text{ m}^2$$

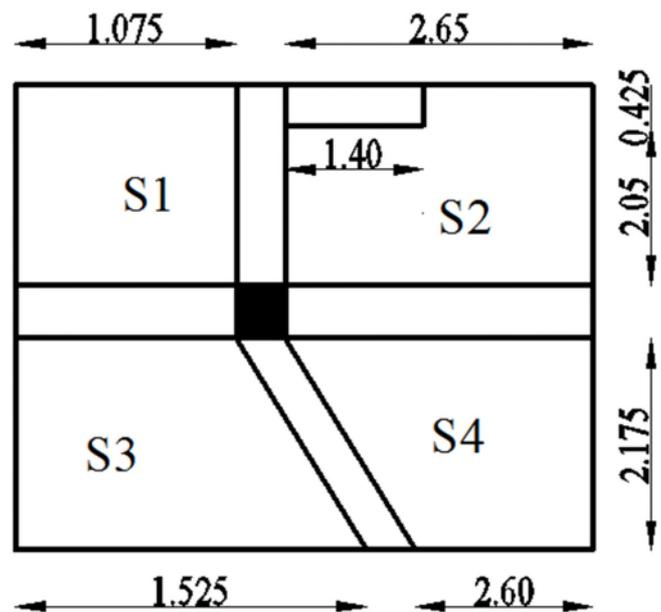
$$S_3 = (1.075 \times 2.175) + (0.45 \times 2.175 / 2)$$

$$S_3 = 2.83 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (2.6 \times 2.175) + (0.05 \times 2.175 / 2)$$

$$S_4 = 5.71 \text{ m}^2$$

$$\diamond S_{\text{aff}} = 17.76 \text{ m}^2$$

**Plancher terrasse inaccessible**

$$G_{ti} = 6.51 \text{ KN/m}^2; Q_{ti} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{ti} = 5.67 \times 12.05 = 68.32 \text{ KN}$$

$$Q_{ti} = 1 \times 12.05 = 12.05 \text{ KN}$$

❖ Plancher de la RDC et d'étage courant

Corps creux

$$S = 5.49 \text{ m}^2; G_{pc} = 5.25 \text{ KN/m}^2; Q_{pc} = 5 \text{ KN/m}^2; Q_{éc} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{pc} = 5.25 \times 5.49 = 28.82 \text{ KN}$$

$$Q_{éc} = 1.5 \times 5.49 = 8.24 \text{ KN}$$

$$Q_{pc} = 5 \times 5.49 = 27.45 \text{ KN}$$

Dalle plein

$$S = 5.71 \text{ m}^2; G_{dp} = 4.9 \text{ KN/m}^2; Q_{dp} = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{dp} = 4.9 \times 5.71 = 27.98 \text{ KN}$$

$$Q_{dp} = 3.5 \times 5.71 = 19.99 \text{ KN}$$

Escaliers

$$S_{\text{volée}} = 0.67 \text{ m}^2; G_{\text{volée}} = 7.77 \text{ KN/m}^2; Q_{\text{volée}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 7.76 \times 0.67 = 5.20 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{volée}} = 2.5 \times 0.67 = 1.68 \text{ KN}$$

$$S_{\text{palier}} = 5.43 \text{ m}^2; G_{\text{palier}} = 5.1 \text{ KN/m}^2; Q_{\text{palier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{palier}}=5.1 \times 5.43 = 27.69 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{palier}}=2.5 \times 5.43 = 13.58 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}}= 32.9 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}}= 14.26 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étage courant**

$$S=12.779 \text{ m}^2; G_{\text{pc}}=5.25 \text{ KN/ m}^2; Q_{\text{pc}}=1.5 \text{ KN/ m}^2$$

$$G_{\text{pc}}=5.25 \times 12.779 = 67.08 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{pc}}=1.5 \times 12.779 = 19.16 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poutres**

$$P_{\text{pp}}=0.3 \times 0.4 \times 4.125 \times 25 = 12.38 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ps}}=0.3 \times 0.3 \times 4.695 \times 25 = 10.56 \text{ KN}$$

❖ **Poids des poteaux**

R.D.C, 1^{er} étage : section des poteaux (55 × 55) cm²

$$P_{\text{RDC}}=P_1=0.55 \times 0.55 \times 3.06 \times 25 = 23.14 \text{ KN}$$

2^{eme} , 3^{eme} étage : section des poteaux (50 × 50) cm²

$$P=0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25 = 19.125 \text{ KN}$$

4^{eme} , 5^{eme} étage : section des poteaux (45 × 45) cm²

$$P=0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49 \text{ KN}$$

6^{eme}, 7^{eme} étage: section des poteaux (40 × 40) cm²

$$P=0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

8^{eme} , 9^{eme} étage: section des poteaux (35 × 35) cm²

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

Tab II.9. Descente de charge au droit du Poteau

Niveau	Eléments	Charges permanentes (KN)	Surcharges (KN)
N1	Dalle de la cage d'escaliers	32.14	32.04
	Plancher T- inaccessible	68.32	
	Poutre principale	12.38	
	Poutre secondaire	10.56	
	Σ	123.4	
N2	G venant de N1	123.4	74.56
	Dalle plein	27.98	
	Escaliers	32.9	
	Poteau (35*35)	9.37	
	Plancher courant	28.82	
	Poutres principale	12.38	
	Poutre secondaire	10.56	
	Σ	245.41	
N3	G venant de N2	245.41	112.90
	Dalle plein	27.98	
	Escaliers	32.9	
	Poteau (35*35)	9.37	
	Plancher courant	28.82	
	Poutres	22.94	
	Σ	367.42	
N4	G venant de N3	367.42	146.95
	Dalle plein	27.98	
	Escaliers	32.9	
	Poteau (40*40)	12.24	
	Plancher courant	28.82	
	Poutres	22.94	
	Σ	492.3	

N5	G venant de N4	492.3	202.28
	Dalle plein	27.98	
	Escaliers	32.9	
	Poteau (40*40)	12.24	
	Plancher courant	28.82	
	Poutres	22.94	
	Σ	617.18	202.28
N6	G venant de N5	617.18	223.56
	Dalle plein	27.98	
	Escaliers	32.9	
	Poteau (45*45)	15.49	
	Plancher courant	28.82	
	Poutres	22.94	
	Σ	745.31	223.56
N7	G venant de N6	745.31	240.58
	Dalle plein	27.98	
	Escaliers	32.9	
	Poteau (45*45)	15.49	
	Plancher courant	28.82	
	Poutres	22.94	
	Σ	873.44	240.58
N8	G venant de N7	873.44	253.35
	Dalle plein	27.98	
	Escaliers	32.9	
	Poteau (50*50)	19.13	
	Plancher courant	28.82	
	Poutres	22.94	
	Σ	1005.21	253.35
N9	G venant de N8	1005.21	281.02
	Dalle plein	27.98	
	Escaliers	32.9	
	Poteau (50*50)	19.13	
	Plancher courant	28.82	

	Poutres	22.94	
	Σ	1136.98	281.02
N10	G venant de N9	1136.98	308.58
	Dalle plein	27.98	
	Escaliers	32.9	
	Poteau (55*55)	23.14	
	Plancher courant	28.82	
	Poutres	22.94	
	Σ	1272.76	308.58
N11	G venant de N10	1272.76	342.2
	Dalle plein	27.98	
	Escaliers	32.9	
	Poteau (55*55)	23.14	
	Plancher RDC	28.82	
	Poutres	22.94	
TOTAL		1408.54	342.2

Les calculs montrent que le poteau « P2 » est le plus sollicité sous charges verticales

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 1408.54 \text{ KN} \\ Q = 342.2 \text{ KN} \end{array} \right.$$

❖ **L'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1408.54 + 1.5 \times 342.2 = 2414.83 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal maximum $N = 2414.83 \text{ KN}$

Donc $N_u = 1.1 \times 2414.83 = 2656.31 \text{ KN}$

Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec } B : \text{ section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2656.31 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.177 m^2$$

On a $B = 0.55 \times 0.55 = 0.302 m^2$.

$$B = 0.302 \geq 0.177 m^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification au flambement : [3]**

On doit vérifier que :

$$N_{ui} \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite de poteau $\Rightarrow B_r = (b - 2) \cdot (h - 2)$

A_s : section des armatures calculées

α : coefficient en fonction de l'élanement λ tel que :

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

l_f : longueur de flambement : $l_f = (0.7 \cdot l_0)$.

i : rayon de giration définit par : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.

λ est définie comme suite : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

I : moment d'inertie : $I = h \cdot b^3 / 12$.

L_0 ; longueur du poteau.

$$L_f = 0,7 \times 2.86 = 2,002 \text{ m.}$$

$$B = 0,55 \times 0,55 = 0.302 \text{ m}^2.$$

$$I = \frac{0.55^4}{12} = 7.62 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.302}} = 0.158 m$$

$$\lambda = \frac{2.002}{0.158} = 12.67 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.828$$

D'après le BAEL 91/modifiées 99 : pour diminuer B_r on admet que $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On doit vérifier que :

$$B_r = \frac{N_{u_i}}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right)}$$

$$B_r = \frac{2656.31 \times 10^{-3}}{0.828 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.5} \right)}$$

$$B_r = \mathbf{0.151 m^2}.$$

Or :

$$B_r = (0.55 - 0.02) \cdot (0.55 - 0.02) = \mathbf{0.281 m^2} > \mathbf{0.151 m^2}.$$

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

Tableau II.10. Vérification au flambement

Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (m)	l _f (m)	λ	α	B _r (m ²)	N _u (KN)	B _{real} (m ²)
55×55	3025	2.86	2.002	12.67	0.828	0.281	2656.31	0.151
50×50	2500	2.86	2.002	13.87	0.824	0.230	2152.1	0.123
45×45	2025	2.86	2.002	15.43	0.818	0.185	1694.02	0.097
40×40	1600	2.86	2.002	17.33	0.810	0.144	1250.27	0.073
35×35	1225	2.86	2.002	19.81	0.799	0.109	731.9	0.043

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

- **Pré vérification de l'effort normal réduit**

Selon le **RPA (Article.7.1.3.3)** il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Tableau II.11. Pré vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	Nu (KN)	v	Observation
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	3025	2656.31	0.35	Non vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×50	2500	2152.1	0.34	Non vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×45	2025	1694.02	0.33	Non vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40×40	1600	1250.27	0.31	Non vérifiée
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	35×35	1225	731.9	0.24	Vérifiée

II.11. Conclusion :

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

- Poutres principales : 30×40 cm²
- Poutres secondaires : 30×30 cm²
- Poteaux du RDC, étage1 : 55×55 cm²
- Poteaux des étages 2,3 : 50×50 cm²
- Poteaux des étages 4 et 5 : 45×45 cm²
- Poteaux des étages 6 et 7 : 40×40 cm²
- Poteaux des étages 8 et 9 : 35×35 cm²

III.1. Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane qui sépare les différents niveaux d'une construction. Il doit :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Participer à la résistance aux efforts horizontaux.
- Transmettre les charges et surcharges.
- Présenter une isolation thermique et phonique.

Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage d'habitation et commerciale, et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de BAEL ($Q < \min(2G, 5 \text{Kn/m}^2)$) on a opté pour un plancher à corps creux.

III.1.1. disposition et pré dimensionnement des poutrelles :

➤ Disposition :

Le choix du sens porteur est donné par 02 critères :

- le critère de la petite portée.
- 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 : $h = (16 + 4) \text{cm}$.

Données nécessaires :

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

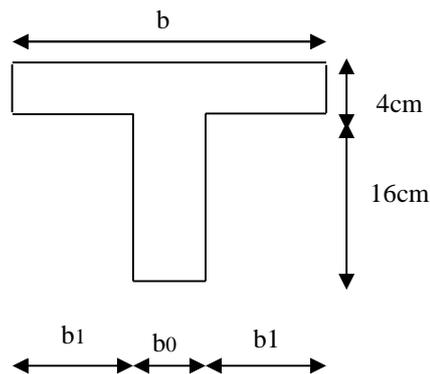


Figure III.1. Schéma d'une poutrelle

III.1.2. Etude des poutrelles

a) Les différents types de poutrelles

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	

b) Calcul des sollicitations

à L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$ et $p_u = b q_u$

à L'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = b q_s$

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

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/m)	q_s (KN/m ²)	p_s (KN/m)
Étage courant	5.25	1.5	9.33	6.06	6.75	4.38
Terrasse inaccessible	5.67	1	9.15	5.95	6.67	4.33

c) 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
- Méthode de Caquot

❖ La méthode forfaitaire

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

- 1) Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \min(2 \times G ; 5) \text{KN} / \text{m}^2$
- 2) Le rapport entre deux travées successives $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- 3) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- 4) Fissuration peu nuisible

➤ Exposé de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales en travée et des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur du moment M_0 dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée 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.

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

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

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

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.

✓ **Evaluation des efforts tranchants :**

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

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

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_0$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

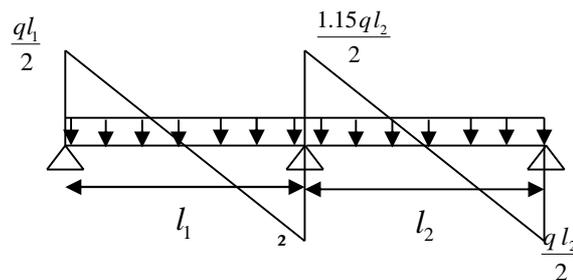


Figure III.2. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

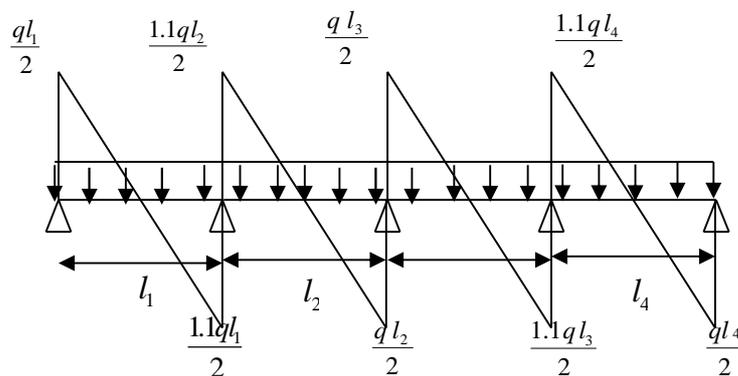


Figure III.3. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

❖ **Méthode de Caquot minoré :**

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

➤ **Evaluation des moments**

✓ **en appuis**

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

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

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

✓ **en travée**

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

M_0 : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{Pu * X}{2} (1-x)$$

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

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = x_0$$

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

$$M_{max}^t = M(x_0)$$

c) **Plancher terrasse inaccessible**

❖ **Exemples de calcul : poutrelle type 3 .**

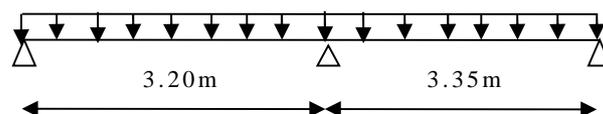


Figure III.4. Schéma statique d'une poutrelle type 2

1^{ère} condition :

Plancher terrasse

$$G = 5.67 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

$$1 \leq \min(2 \times 5.67 ; 5) \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ V é r i f i é e .}$$

2^{ème} condition :

$$0.8 \leq 3.20 / 3.35 \leq 1.25 \quad \dots\dots\dots \text{ V é r i f i é e .}$$

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

1.1 Calcul à L'ELU

Calcul des sollicitations :

$$\text{à l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } p_u = 0.65 \times q_u$$

$$\text{à l'ELS : } q_s = G + Q \text{ et } p_s = 0.65 \times q_s$$

Tableau III.3. Charges et surcharges d'exploitation

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.67	1.0	9.15	5.95	6.67	4.33
Etage courant	5.25	1.5	9.33	6.06	6.75	4.38

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

Travée A-B : $M_0 = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} = \frac{5.95 \times 3.20^2}{8} = 7.61 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} = \frac{5.95 \times 3.35^2}{8} = 8.34 \text{ KN.m}$

• **Moments sur les appuis**

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(7.61, 8.34) = -5 \text{ KNm}$$

• **Les moments fléchissant en travées :**

$$\alpha = \frac{1}{1 + 5.67} = 0.15 \quad ; \quad (1 + 0.3 \times \alpha) = 1.045 \quad ; \quad \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} = 0.622 \quad ;$$

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

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

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

Avec : $M_B = -5.00KNm$; $M_A = 0KN.m$; $M_0 = 7.61KN.m$

$$\max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} = \max(1.045, 1.05)M_0 = 1.05M_0$$

$$M_t + \frac{0 + 5.00}{2} \geq 1.05 \times 7.61 \Rightarrow M_t \geq 5.49KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.15}{2} \times 7.61 \Rightarrow M_t \geq 4.73KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 5.49KN.m$$

Travée B-C :

Avec : $M_B = -5.00KNm$; $M_c = 0KN.m$; $M_0 = 8.34KN.m$

$$M_t + \frac{0 + 5.00}{2} \geq 1.05 \times 8.34 \Rightarrow M_t \geq 6.26KN.m \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.15}{2} \times 8.34 \Rightarrow M_t \geq 5.18KN.m \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 6.26KN.m$$

• **Les efforts tranchants**

TravéeA-B :

$$V_A = \frac{Pu \times l_1}{2} \Rightarrow V_A = \frac{5.95 \times 3.20}{2} \Rightarrow V_A = 9.52KN$$

$$V_B = -1.15 \times \frac{Pu \times l_1}{2} \Rightarrow V_B = -1.15 \times \frac{5.95 \times 3.35}{2} \Rightarrow V_B = -10.94KN$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{Pu \times l_1}{2} \Rightarrow V_B = 1.15 \times \frac{5.95 \times 3.35}{2} \Rightarrow V_B = 11.46KN$$

$$V_C = -\frac{Pu \times l_1}{2} \Rightarrow V_C = -\frac{5.95 \times 3.35}{2} \Rightarrow V_C = -9.96KN$$

1.2 Calcul à L'ELS

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

Travée A-B : $M_0 = \frac{P_s l_{AB}^2}{8} = \frac{4.33 \times 3.20^2}{8} = 5.54 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{P_s l_{BC}^2}{8} = \frac{4.33 \times 3.35^2}{8} = 6.07 \text{ KN.m}$

- Moments sur les appuis

$$M_A = M_C = 0$$

$$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(5.54, 6.07) = -3.64 \text{ KNm}$$

- Les moments fléchissant en travées :

$$\alpha = \frac{1}{1+5.67} = 0.15 \quad ; \quad (1+0.3 \times \alpha) = 1.045 \quad ; \quad \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = 0.622 \quad ;$$

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

$$\text{Avec : } M_B = -3.64 \text{ KNm} \quad ; \quad M_A = 0 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_0 = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{0+3.64}{2} \geq 1.05 \times 5.54 \Rightarrow M_t \geq 3.99 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.15}{2} \times 5.54 \Rightarrow M_t \geq 3.44 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 3.99 \text{ KN.m}$$

Travée B-C :

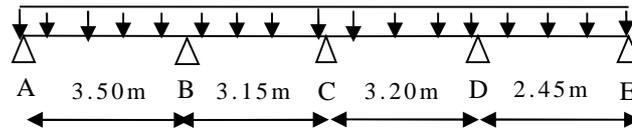
$$\text{Avec : } M_B = -3.64 \text{ KNm} \quad ; \quad M_C = 0 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_0 = 6.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{0+3.64}{2} \geq 1.05 \times 6.07 \Rightarrow M_t \geq 4.55 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.15}{2} \times 6.07 \Rightarrow M_t \geq 3.77 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 4.55 \text{ KN.m}$$

❖ Exemples de calcul : poutrelle type 1



$L_i/L_{i+1}=3.20/2.45=1.30 \notin [0.8;1.25]$ Codition non vérifiée.

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3}G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.67 = 3.78 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = (1.35 G'+1.5 Q) \times 0.65 = 4.29 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.10 \text{ KN} / \text{m}$$

• Calcul des longueurs fictives

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

$L_{AB} = L_{AB} = 3.50 \text{ m}$

$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} = 0.8 \times 3.15 = 2.52 \text{ m}$

$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} = 0.8 \times 3.20 = 2.56 \text{ m}$

$L'_{DE} = L_{DE} = 2.45 \text{ m}$

➤ A L'ELU

• Moments aux appuis :

$M_A = M_E = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$M_i = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$P_g = P_d = 4.29 \text{ KN/m}$

$$M_B = -\frac{4.29 \times (3.50^3 + 2.52^3)}{8.5 \times (3.50 + 2.52)} = -4.93 \text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.29 \times (2.52^3 + 2.56^3)}{8.5 \times (2.52 + 2.56)} = -3.25 \text{KN.m}$$

$$M_D = -\frac{4.29 \times (2.56^3 + 2.45^3)}{8.5 \times (2.56 + 2.45)} = -3.17 \text{KN.m}$$

• **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB :

$$x = \frac{3.50}{2} - \frac{0 - (-4.93)}{5.95 \times 3.50} = 1.51 \text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{5.95 \times 1.51}{2} \times (3.5 - 1.51) = 8.94 \text{KN.m}$$

$$M(x) = 8.94 + \left(-4.93 \times \frac{1.51}{3.50}\right) = 6.81 \text{KN.m}$$

Travée BC :

$$x = \frac{3.15}{2} - \frac{(-4.93) - (-3.25)}{5.95 \times 3.15} = 1.66 \text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{5.95 \times 1.66}{2} \times (3.15 - 1.66) = 7.36 \text{KN.m}$$

$$M(x) = 7.36 - 4.93 \times \left(1 - \frac{1.66}{3.15}\right) - 3.25 \times \frac{1.66}{3.15} = 3.32 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$x = \frac{3.20}{2} - \frac{(-3.25) - (-3.17)}{5.95 \times 3.20} = 1.60 \text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{5.95 \times 1.60}{2} \times (3.20 - 1.60) = 7.62 \text{KN.m}$$

$$M(x) = 7.62 - 3.25 \times \left(1 - \frac{1.60}{3.20}\right) - 3.17 \times \left(\frac{1.60}{3.20}\right) = 4.40 \text{KN.m}$$

Travée DE :

$$x = \frac{2.45}{2} - \frac{(-3.17) - 0}{5.95 \times 2.45} = 1.44 \text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{5.95 \times 1.44}{2} \times (2.45 - 1.44) = 4.33 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 4.33 - 3.17 \times \left(1 - \frac{1.51}{3.50}\right) = 3.02 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB

$$V_A = \frac{5.95 \times 3.5}{2} + \frac{-4.93 - 0}{3.5} = 9.00 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{5.95 \times 3.5}{2} + \frac{-4.93 - 0}{3.5} = -11.82 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{5.95 \times 3.15}{2} + \frac{-3.25 + 4.93}{3.15} = 9.90 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{-5.95 \times 3.15}{2} + \frac{-3.25 + 4.93}{3.15} = -8.84 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = \frac{5.95 \times 3.2}{2} + \frac{-3.17 + 3.25}{3.20} = 9.54 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{5.95 \times 3.2}{2} + \frac{-3.17 + 3.25}{3.2} = -9.50 \text{ KN}$$

Travée DE

$$V_D = \frac{5.95 \times 2.45}{2} + \frac{0 + 3.17}{2.45} = 8.58 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{5.95 \times 2.45}{2} + \frac{0 + 3.17}{2.45} = -5.99 \text{ KN}$$

➤ **A L'ELS**

➤ **Moments aux appuis**

$$M_A = M_E = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_i = -\frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

$$P_g = P_d = 3.10 \text{ KN/m}$$

$$M_B = -\frac{3.10 \times (3.50^3 + 2.52^3)}{8.5 \times (3.50 + 2.52)} = -3.57 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{3.10 \times (2.52^3 + 2.56^3)}{8.5 \times (2.52 + 2.56)} = -2.35 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{3.10 \times (2.56^3 + 2.45^3)}{8.5 \times (2.56 + 2.45)} = -2.29 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée**

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

Travée AB

$$x = \frac{3.50}{2} - \frac{0 - (-3.57)}{4.33 \times 3.50} = 1.51 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.33 \times 1.51}{2} \times (3.5 - 1.51) = 6.51 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 6.51 + \left(-3.57 \times \frac{1.51}{3.50}\right) = 4.96 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$x = \frac{3.15}{2} - \frac{(-3.57) - (-2.35)}{4.33 \times 3.15} = 1.66 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.33 \times 1.66}{2} \times (3.15 - 1.66) = 5.35 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 5.35 - 3.57 \times \left(1 - \frac{1.66}{3.15}\right) - 2.35 \times \frac{1.66}{3.15} = 2.44 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$x = \frac{3.20}{2} - \frac{(-2.35) - (-2.29)}{4.33 \times 3.20} = 1.60 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.33 \times 1.60}{2} \times (3.20 - 1.60) = 5.54 \text{ KN.m}$$

$$M(x) = 5.54 - 2.35 \times \left(1 - \frac{1.60}{3.20}\right) - 2.29 \times \left(\frac{1.60}{3.20}\right) = 3.22 \text{ KN.m}$$

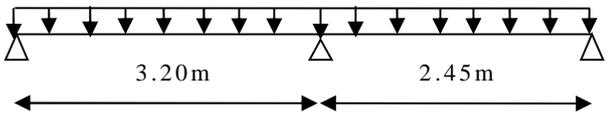
Travée DE

$$x = \frac{2.45}{2} - \frac{(-2.29) - 0}{4.33 \times 2.45} = 1.44 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.33 \times 1.44}{2} \times (2.45 - 1.44) = 3.15 \text{ KN.m}$$

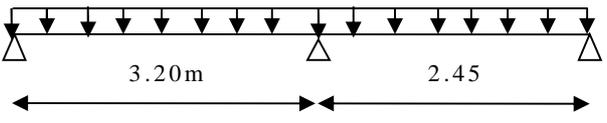
$$M(x) = 3.15 - 2.29 \times \left(1 - \frac{1.44}{2.45}\right) = 2.20 \text{ KN.m}$$

Tableau III.4. les sollicitations à l'ELU, poutrelle de type 2



Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M _g (KM.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d
AB	3.20	5.95	0	-4.243	5.642	8.19	-10.84
BC	2.45	5.95	-4.243	0	2.595	9.02	-5.557

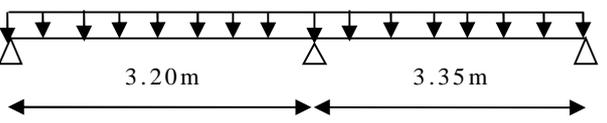
Tableau III.5. les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 2



Travée	L(m)	P _s (KN/ m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	3.20	4.33	0	-3.071	4.121
BC	2.45	4.33	-3.071	0	1.899

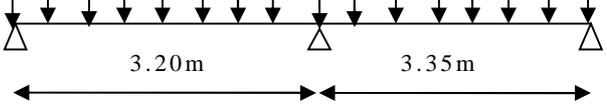
d) Planche étage courant

Tableau III.6. les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 3



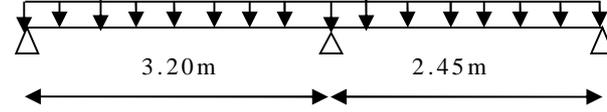
Travée	L(m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	3.20	6,069	7,768	0	-5,108	5,731	9.71	-12.902
BC	3.35	6,069	8,514	-5,108	0	6,527	11.69	-10.17

Tableau III.7.les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 3



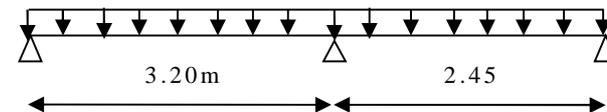
Travée	L(m)	P_s (KN/ m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	3.20	4,388	7,768	0	-3,694	4,144
BC	3.35	4,388	8,514	-3,694	0	4,719

Tableau III.8.les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 2



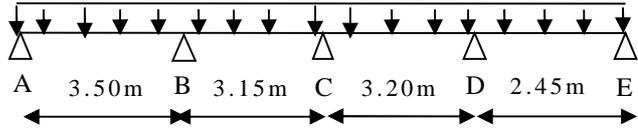
Travée	L(m)	P_u (KN/ m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
AB	3.20	6,069	0	-4.482	5,689	8.31	-11.111
BC	2.45	6,069	-4.482	0	2.588	9.263	-5.605

Tableau III.9.les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 2



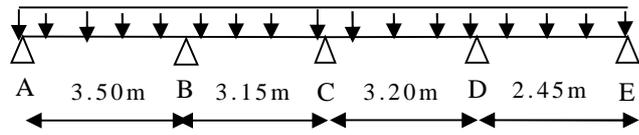
Travée	L(m)	P_s (KN/ m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	3.20	4,388	0	-3,213	4,125
BC	2.45	4,388	-3,213	0	1.882

Tableau III.10.les sollicitations à l'ELU, poutrelle type 1



Travée	L(m)	P_u (KN/ m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_{0g} (KN)	V_d (KN)
AB	3.20	6,069	0	-5.217	6.868	9.13	-12.11
BC	3.15	6,069	-5.217	-3.442	3.224	10.12	-8.99
CD	3.20	6,069	-3.442	-3.352	4.371	9.738	-9.68
DE	2.45	6,069	-3.352	0	3.032	8.80	- 6.066

Tableau III.11.les sollicitations à l'ELS, poutrelle type 1



Travée	L(m)	P_s (KN/ m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
AB	3.5	4,388	0	-3,74	4,979
BC	3.15	4,388	-3,74	-2.467	2.358
CD	3.2	4.388	-2.467	-2.403	3.182
DE	2.45	4.388	-2.403	0	2.20

Tableau III.12.Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux

Types de planchers Sollicitations	ELU			ELS	
	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_{appui}^{max} (KN.m)	M_{trav}^{max} (KN.m)
Plancher terrasse Inaccessible	5	6.81	11.82	3.64	4.96
Plancher étage courant	5.22	6.87	12.90	3.74	4.98

III.1.3.Ferraillage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

III.1.3.1.Plancher de la terrasse inaccessible

➤ **Sollicitations maximales**

A l'ELU

$$M_{Travée}^{Max} = 6.81KN.m$$

$$M_{a.max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{max} = -0.15 \times 14.01 = -2.10KN.m$$

$$M_{a.max}^{inter} = -5KN.m$$

$$V^{Max} = -11.82KN$$

A l'ELS

$$M_{Travée}^{Max} = 4.96KN.m$$

$$M_{a.max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{max} = -0.15 \times 10.21 = -1.53KN.m$$

$$M_{a.max}^{inter} = -3.64KN.m$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont

$$b = 65cm$$

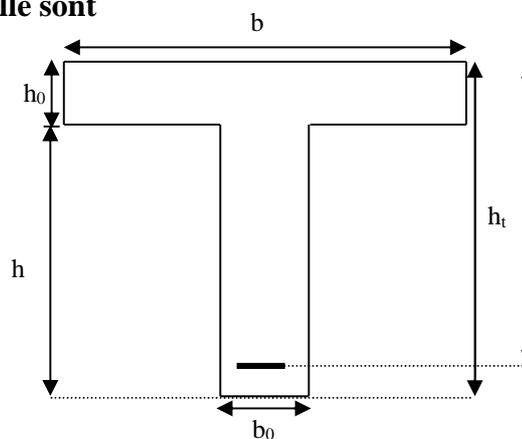
$$h_0 = 4cm$$

$$h = 16cm$$

$$h_t = 20cm$$

$$b_0 = 10cm$$

$$d = 18cm$$



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

➤ Calcul a l'ELU

1)-Armatures longitudinales

a)-En travée

Le moment équilibré par la table de compression

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

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

$M_{tu} > M_u = 6.81 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.81 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0227$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A » $\Rightarrow A' = 0$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0227}}{0.8} = 0.0288$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0288) = 0.178 \text{ m}$$

$$A^{travée} = \frac{M_{\max}^{travée}}{z \times f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{6.81 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 1.099 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 1.099 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée donc on va ferriller avec

A_{\min} Soit : $A_s = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

b)-En appuis

- appuis intermédiaires :

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire

$$b_0 \times h.$$

$$M_{uu} = 6.81 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_a^{\text{int}} = 5 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow M_{uu} > M_a^{\text{int}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.109$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot « A »} \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 3.5\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_a^{\text{int}}}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec: } Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.109}) = 0.145$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.145) = 0.169 \text{ m}$$

$$A = \frac{5 \times 10^{-3}}{348 \times 0.169} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A = 1\text{T}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.1 \times 2.1}{400} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.78 \text{ cm}^2$$

- appui de rive : (calcul forfaitaire)

$$M_a^{\text{rive}} = 2.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.10 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.058$$

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.058) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2.14 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

On choisit : A = 1T8 = 0.5 cm²

- **Cisaillement**

$$V_u = 11.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{11.82 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{C'est vérifié.}$$

2)-Armatures transversales

On choisit un étrier Φ_6

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement :**

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

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)}$$

CBA 93 (Article A.5.1.2.2)

$K=1$ flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$St = 0.608 \text{ m} = 60.8 \text{ cm.}$$

$$St \leq 60.8 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

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

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

L'appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(11.82 \times 10^{-3} - \frac{5 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.55 \text{ cm}^2$$

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

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 0$.

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 1182 \times 10^{-3} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.34 \text{ cm}^2$$

Or, $A_l = 2T10 + 1T10 = 2.37 \text{ cm}^2$ C'est vérifiée

• **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{11.82 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 3.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifiée}$$

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELS**

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.

• **Etat limite de compression du béton**

a)- **En travée**

$$M_t^{\max} = 4.96 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.58 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.88 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$H = 1.88 \times 10^{-4} > 0$$

⇒ L'axe neutre dans la table de compression.

Calcul de y : $b \times y^2 + 30 \times A \times y - 30 \times d \times A = 0$

$$65y^2 + 47.1y - 847.8 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 3.26 \text{ cm}$

Calcul de I

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

$$I = 5.86 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{4.96 \times 10^{-3}}{5.86 \times 10^{-5}} \times 0.0326 = 2.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié}$$

b) En appui**Appuis intermédiaires**

$$M_{ser} = 5 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.13 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 5.17 \times 10^2$$

$H > 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st} (d - y) = 0.$$

$$5y^2 + 16.95y - 237.3 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 5.39 \text{ cm}$

Calcul de I

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

$$I = 3.22 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 8.37 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 8.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :** **BAEL 91(Article B-6-3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de déformation :**

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

Evaluation de la flèche **BAEL 91(Article B.6.5)** et le **CBA 93**.

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

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

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

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

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{350} = 0.057 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$$

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

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

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

Evaluation des moments en travée

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

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

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.67 = 3.686 \text{ KN/m}$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.67 + 1) = 4.335 \text{ KN/m}$$

$$w = \frac{M_{ts}}{M_0} = 0.75$$

$$M_{jser} = w \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.852 \times 3.50^2}{8} = 2.127 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = w \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.686 \times 3.50^2}{8} = 4.233 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = w \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{4.335 \times 3.50^2}{8} = 4.978 \text{KN.m}$$

Propriété de la section

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.26 \text{cm}$$

Position du centre de gravité de la section homogène

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st} d + A_{sc} d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = 6.46 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - v)^2 + 15 \times A_{sc} (v - d')^2$$

$$I_0 = 16978.69 \text{cm}^4 \dots\dots\dots \text{ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton) (cm}^4\text{))}$$

Calcul de λ_i et λ_v :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{1.57}{10 \times 18} = 0.00872 \quad \text{Le rapport de l'aire de la section tendue a l'aire de la}$$

section utile de la nervure.

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

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.00872} = 4.892$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 4.892 = 1.957$$

Contraintes (σ_s) :

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

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{2.127 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0326)}{5.8673 \times 10^{-5}} = 80.15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{4.233 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0326)}{5.8673 \times 10^{-5}} = 159.51 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{4.978 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0326)}{5.8673 \times 10^{-5}} = 187.58 \text{MPa}$$

Calcul de μ :

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

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00872 \times 80.15 + 2.1} = 0.249$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00872 \times 159.51 + 2.1} = 0.520$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00872 \times 178.58 + 2.1} = 0.574$$

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

Moment d'inertie fictive (I_f) :

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} : \text{Le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence}$$

éventuelle des fissures dans les zones tendues.

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

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 1.69 \times 10^4}{1 + 4.892 \times 0.249} = 8381.01 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 1.69 \times 10^4}{1 + 4.892 \times 0.520} = 5245.72 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 1.69 \times 10^4}{1 + 4.892 \times 0.574} = 4881.81 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 1.69 \times 10^4}{1 + 1.957 \times 0.520} = 9213.73 \text{cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{MPa}$$

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

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

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = \frac{2.127 \times 10^{-3} \times 3.50^2}{10 \times 32164.20 \times 8381.01 \times 10^{-8}} = 9.66 \times 10^{-4} m$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = \frac{4.233 \times 10^{-3} \times 3.50^2}{10 \times 32164.2 \times 5245.72 \times 10^{-8}} = 3.07 \times 10^{-3} m$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = \frac{4.978 \times 10^{-3} \times 3.50^2}{10 \times 32164.2 \times 4881.81 \times 10^{-8}} = 3.88 \times 10^{-3} m$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = \frac{4.233 \times 10^{-3} \times 3.50^2}{10 \times 10721.40 \times 9213.73 \times 10^{-8}} = 5.24 \times 10^{-3} m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00524 - 0.000966 + 0.00388 - 0.00307 = 0.508 cm$$

La flèche admissible :

- $f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow$ Pour une portée ≤ 5 m.

- $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \rightarrow$ Pour une portée > 5 m.

Dans notre cas, la portée de la poutre est inférieure à 5m. D'où : $f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0.70 cm$

$$\Delta f = 0.508 cm \leq f_{adm} = 0.70 cm \quad \text{C'est vérifié.}$$

Tableau III.13. Récapitulation du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible

	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	$A_s(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	A choisit (cm^2)
En travée	6.81	0.0227	0.0288	0.178	1.099	1.41	2HA10 1.57
En appui intermédiaire	5	0.109	0.145	0.169	0.85	0.78	1HA12 1.13
En appui de rive	2.14	0.046	0.056	0.175	0.35	/	1HA8 0.5

III.3.2. Plancher étage courant

Pour le plancher étage courant, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.14. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	A	Z (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	A choisit (cm^2)
En travée	6.868	0.023	0.029	0.178	1.11	1.41	2HA10 1.57
En appui intermédiaire	5.217	0.112	0.148	0.169	0.869	0.217	1HA12 1.13
En appui de rive	2.14	0.046	0.059	0.175	0.35	0.217	1HA8 0.5

Tableau III.15. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant

L (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm^4)	$I_0(\text{cm}^4)$
3.5	1.57	2.126	3.918	5.038	5867.3	16978.7
Y (cm)	$I_{fji}(\text{cm}^4)$	$I_{fji}(\text{cm}^4)$	$I_{fpi}(\text{cm}^4)$	$I_{fgv}(\text{cm}^4)$	$\Delta f(\text{cm})$	$f_{adm}(\text{cm})$
3.26	8417.3	5474.98	4876.92	9507.01	0.491	0.70

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

Tableau III.16. Le ferrailage des différentes poutrelles

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm^2)
		Section calculée (cm^2)	Section adoptée (cm^2)	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.35	1HA8= 0.50	2HA6= 0,57
	Appuis intermédiaires	0.85	1HA12= 1.13	2HA6= 0,57
	Travée	1.099	2HA10 = 1.57	2HA6 = 0,57
Plancher étage courant	Appuis de rive	0,35	1HA8= 0.50	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	0.869	1HA12= 1,13	2HA6= 0,57
	Travée	1.11	2HA10= 1.57	2HA6= 0,57

Tableau III.17. Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant			
Plancher terrasse inaccessible			

III.1.4 Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des barres de type rond lisse de nuance Fe= 235 MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{\perp} = 1.1 \text{ cm}^2 / m$$

On choisit: $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2$

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

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

Soit: $A_{//} = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2 / m$

$$St = 30 \text{ cm}$$

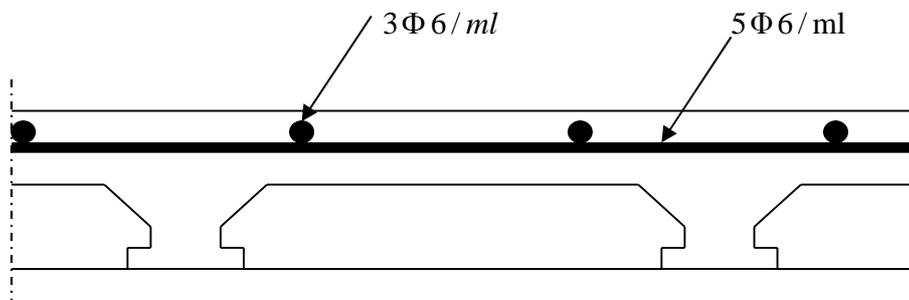


Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Etudes des dalles pleines

L_x : la petite dimension du panneau

L_y : la grande dimension du panneau

III.2.1. Dalle pleine sur 1 seul appui

$$\left\{ \begin{array}{l} G=4.90\text{KN/m} \\ Q=3.5\text{KN/m} \\ F=1\text{KN/m} \end{array} \right. \quad (\text{charge concentrée de garde -corps})$$

$$\text{D'où : } \left\{ \begin{array}{l} Q_u=1.35G+1.5Q=11.86\text{KN/m}^2 \\ Q_s=G+Q=8.40\text{KN/m}^2 \\ F_u=1.35\text{KN/m} \\ F_s=1\text{KN/m} \end{array} \right.$$

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

$$\text{D'où : } \left\{ \begin{array}{l} P_u= q_u \times b = 11.86\text{KN/m} \\ P_s= q_s \times b = 8.40\text{KN/m} \\ F_u= f_u \times b = 1.35\text{KN/m} \\ F_s=1\text{KN/m} \end{array} \right.$$

2. Calcul à l'ELU

Calcul des moments M_u

$$M_u = (p_u \times l_x^2) / 2 + f_u \times l_x = (11.86 \times 1.3^2) / 2 + 1.35 \times 1.3$$

$$M_u = 11.77\text{KN/m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.2} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{d'où : } A'_s = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}}{0.8} = 0.064$$

$$z = 0.126 \times (1 - 0.4 \times 0.064) = 0.1227\text{m}$$

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{11.77 \times 10^{-3}}{0.1227 \times 348} = 2.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12\text{cm}^2$$

$$A > A_{\min} \Rightarrow \text{on adopte } A = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}.$$

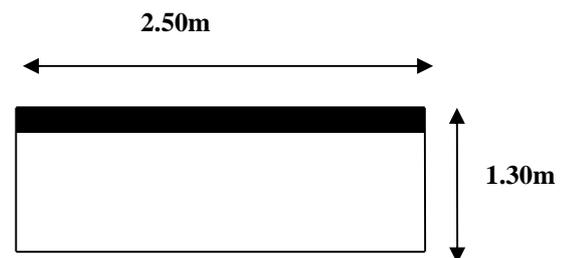


Figure III.6. : Dalle sur deux appui

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = A_{adp} / 4 = 3.14 / 4 = 0,785\text{cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA8 (2.01cm}^2/\text{ml)}.$$

$$S_t = 25\text{cm}$$

Verification a 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 :

$$\text{On a : } A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2 < A_{adp} = 3.14\text{cm}^2$$

La Condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Cisaillement**

$$V_u = p_u \times l_x + F_u = 11.86 \times 1.3 + 1.35 = 16.76\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{16.76 \times 10^{-3}}{1 * 0,126} \Rightarrow \tau_u = 0,133\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_c = 1.25\text{Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

3. Vérification à l'ELS

Calcul des moments Ms

$$M_s = (p_s \times l_x^2) / 2 + F_s \times l_x = (8.40 \times 1.3^2) / 2 + 1 \times 1.3 = 8.40\text{KN.m}$$

a. Etat limite de compression du béton

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

$$\begin{cases} M_{0y} = 8.40 \times \frac{1.3^3}{6} = 3.075\text{KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 3.075 = 2.61\text{KN.m} \\ M_{0x} = 8.40 \times \frac{1.3^2}{2} \times 2.5 - \frac{2}{3} \times 8.40 \times 1.3^3 = 5.44\text{KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 11.18 = 4.62\text{KN.m} \end{cases}$$

• Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0,144 = 0$$

On trouve : $y = 0,032\text{m}$ »'(-

• Calcul de I

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,032^3 + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} (0,144 - 0,032)^2$$

$$I=7038.12 \text{ cm}^4$$

• **Vérification de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{4.62 \times 10^{-3} \times 0,032}{7038.12 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.1 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifié.}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

• **Vérification de σ_{st}**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{4.62 \times 10^{-3}}{7038.12 \times 10^{-8}} \times (0.144 - 0.032) \Rightarrow \sigma_{st} = 110.27 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

c. Etat limite de déformation :

Si la condition suivante est vérifiée le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

Sens x-x :

$$\left\{ \begin{array}{l} e/l_x > 3/80 \longrightarrow 0.14/1.3 = 0.107 > 0.037 \longrightarrow \text{vérifier.} \\ e/l_x > M_{txv} / (20 \times M_{0x}) \longrightarrow 0.14/1.3 = 0.107 > 4.62 / (20 \times 4.62) = 0.05 \longrightarrow \text{vérifier.} \\ A_s / (b \times d) < 2/f_e \quad 0.002 < 0.005 \longrightarrow \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

Avec e : est l'épaisseur de la dalle.

La condition de la flèche est vérifiée

Schéma de ferrailage :

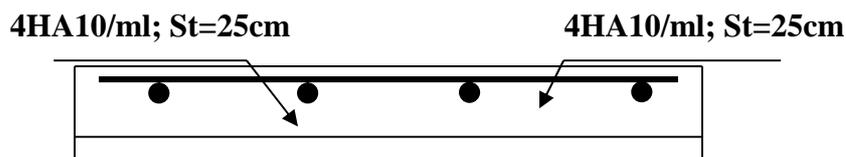


Figure III.7. schémas de ferrailage d'une dalle sur deux appuis

III.2.2. Dalle pleine sur 3 appuis

$$G=4.90 \text{ KN/m}$$

$$Q=3.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{L'ELU : } Q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.86 \text{ KN/m}^2$$

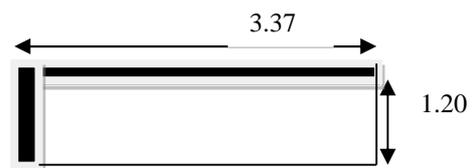


Figure III.8. : Dalle sur trois appuis

$$\text{L'ELS : } Q_s = G + Q = 8.40 \text{ KN/m}^2$$

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

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

1. Calcul des sollicitations

$$\rho = \frac{1,2}{3,37} = 0,35 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3,37}{2} = 1,685 \Rightarrow L_y < L_x/2$$

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

$$\text{On a: } G = 4,90 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow P_u = 11,86 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4,90 + 3,5 = 8,40 \text{ KN/m}^2$$

2. Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0y} = 11,86 \times \frac{1,2^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 3,41 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 11,86 \times \frac{1,2^2}{2} \times 3,37 - \frac{2}{3} \times 11,86 \times 1,2^3 \Rightarrow M_{0x} = 15,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 12,84 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 2,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-En appuis

$$\begin{cases} M_{ax} = -0,3 M_{0x} = -4,5 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,3 M_{0y} = -1,023 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3. Calcul de la section d'armatures

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \cdot h) = (1 \cdot 0,14) \text{ m}^2$.

Le diamètre des barres utilisée doit être : $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10}$; Soit $\phi_x = 14 \text{ mm}$

$$d_x = 0.9 \times 14 \Rightarrow d_x = 14.4 \text{ cm}$$

$$d_y = 0.8 \times 14 \Rightarrow d_y = 11.2 \text{ cm}$$

4. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{ymin} = A_{xmin} = 0.0008 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

Tableau III.18. calcul de ferrailage de la dalle sur deux appuis

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
En travée	Selon y	2.89	0,016	0,02	0.111	0.75	1.12	4HA10=3.14
	Selon x	12.84	0,057	0,060	0,073	0,122	1.12	4HA10=3.14
En appui	Selon y	-4.5	0.0006	0.00075	0.11	0.26	1.12	4HA10=3.14
	Selon x	-1.023	0.019	0.023	0.124	0.104	1.12	4HA10=3.14

5. Calcul de l'espacement des armatures

Armature // à Ly : $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$. Donc $S_t \leq 45 \text{ cm}$; On opte : $S_t = 25 \text{ cm}$

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

6. Vérification a l'E.L.U

• L'effort tranchant

$$V_{max} = \frac{P_U \times L_Y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{11.86 \times 3.37}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.35}{2}} = 17 \text{ KN}$$

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times d_x} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} \Rightarrow \tau_{max} = 0.134 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{Vérifier}$$

7. Vérification a l'E.L.S

a. État limite de compression du béton

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

$$\begin{cases} M_{0y} = 8.40 \times \frac{1.2^3}{6} = 2.41 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 2.41 = 2.056 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = 8.40 \times \frac{1.2^2}{2} \times 3.45 - \frac{2}{3} \times 8.40 \times 1.2^3 = 11.18 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 11.18 = 9.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul de y

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3.14 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 0.144 = 0$$

On trouve : $y = 0,032 \text{ m}$

- **Calcul de I**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,032^3 + 15 \times 3,14 \times 10^{-4} (0,144 - 0,032)^2$$

$$I = 7038,12 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9,51 \times 10^{-3} \times 0,032}{7038,12 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,32 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifié.}$$

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

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = 240 \text{ MPa.}$$

- **Vérification de σ_{st}**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{9,51 \times 10^{-3}}{7038,12 \times 10^{-8}} \times (0,144 - 0,032) \Rightarrow \sigma_{st} = 227 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa}$$

- **Etat limite de déformation**

Si la condition suivante est vérifiée le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

Sens x-x :

$$e/l_x > 3/80 \rightarrow 0,14/1,2 = 0,116 > 0,037 \rightarrow \text{vérifier.}$$

$$e/l_x > M_{lx} / (20 \times M_{0x}) \rightarrow 0,14/1,2 = 0,116 > 12,84 / (20 \times 15,11) = 0,042 \rightarrow \text{vérifier.}$$

$$A_s / (b \times d) < 2 / f_e \rightarrow 0,002 < 0,005 \rightarrow \text{vérifier.}$$

Avec e : est l'épaisseur de la dalle.

La condition de la flèche est vérifiée

Schéma de ferrailage :

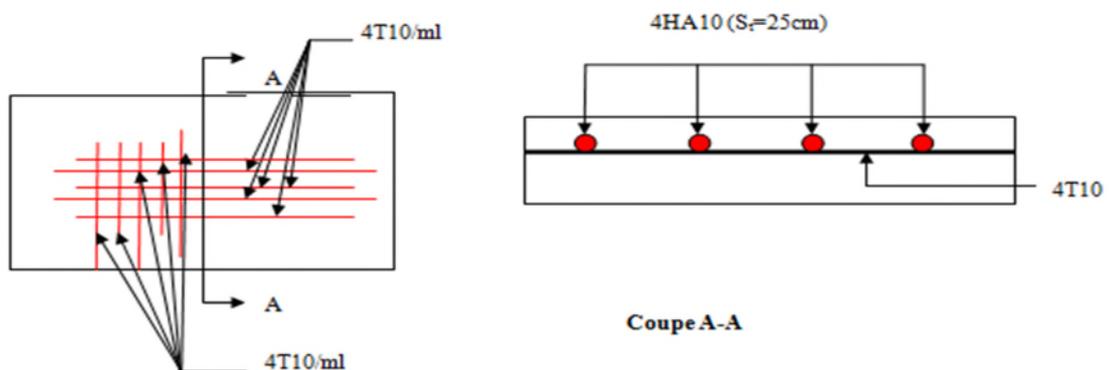


Figure III.. : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

III.3. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumis à son poids propre (G), une force horizontale due au séisme.

L'acrotère est sollicité en flexion composée pour une bande de un mètre linéaire.

La fissuration est considérée nuisible.

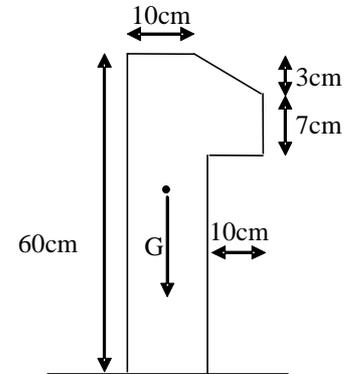


Figure III.10. Dimensions de l'acrotère

➤ **Evaluation des charges :**

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1) / 2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2.$$

Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0685 \times 1 \text{ m} = 1.7126 \text{ KN}.$

Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 1.5 \text{ cm}$) : $G_2 = 20 \times 0.0685 \times 0.015 = 0.020 \text{ KN}.$

Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2 \text{ cm}$) : $G_3 = 20 \times 0.0685 \times 0.020 = 0.0274 \text{ KN}.$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 1.76 \text{ KN}$$

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

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \text{ (RPA99 (Article 6.2.3))}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.76 \longrightarrow F_p = 0.844 \text{ KN}.$$

1. Calcul des sollicitations

- **Calcul du centre de pression G ($x_g ; y_g$) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i} \\ y_g = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_g = 13.65 \text{ cm} \\ Y_g = 33.025 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 1.76 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

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

$$F_p = 0.844 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 0.844 * 0,33025 \Rightarrow M_{F_p} = 0.278 \text{ KN.m.}$$

Tableau III.19. Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35*G + 1,5*Q	G+Q
N (KN)	1.76	2.376	1.76
M (KN)	0.878	0,9	0,6

• **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime**

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.376} = 0.378m \\ \frac{H}{6} &= \frac{0.60}{6} = 0.1m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

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

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = \max\left(2cm; \frac{60}{250}\right) = 2cm$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2 (2 + \alpha)}{10000 \times h}$$

Avec :
$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

φ : Le rapport de déformation du aux fluages à la déformation instantanée sous la charge

Considérée il est généralement pris égale à 2.

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

L_f : Longueur de flambement ; $L_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2m$.

$$e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,10} = 0.0086m$$

D'où $e_t = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.378 + 0.00864 = 0.40 m$

• **Calcul à l'E.L.U**

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 1.76 \text{ KN et } M_U = N_U \times e_t = 1.76 \times 0,4 = 0,71 \text{ KN.m}$$

2. Ferrailage

$$h = 10 \text{ cm; } d = 7 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm; } f_{bu} = 14.2 \text{ MPA; } f_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$N_u = 1.76 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 0.4 \text{ KN.m}$$

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.71 + 1.76 \times \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 0,74 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.2} = 0.0106 < \mu_l = 0.392 \rightarrow d'où : A'_s = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0106}}{0.8} = 0.013$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.07 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0,74 \times 10^{-3}}{0.07 \times 348} = 0.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.25 \text{ cm}^2$$

3. Vérification à L'E.L.U

• la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,07 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA8 (2.01 cm}^2/\text{ml).}$$

➤ Espacement

$$\checkmark \text{ Armatures principales : } S_t \leq 100 / 3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$\checkmark \text{ Armatures de répartition : } S_t \leq 60 / 3 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ Vérification au cisaillement

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_{p+} Q = 0.844 + 1 = 1.844 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{1.84 \times 10^{-3}}{1 * 0,07} \Rightarrow \tau_u = 0,026 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum \mu_i)}$$

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

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{1.844 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.07 \times 0.10048} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement

$\psi = 1.5$ Pour les HA.

$\tau_s < \bar{\tau}_s \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

4. Vérification à l'ELS

$d = 0.07 \text{ m}$; $N_{ser} = 1.76 \text{ KN}$; $M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$; $\eta = 1.6$ pour les HR

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

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

Position de l'axe neutre : $c = d - e_1$

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

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/1.76) + (0.07 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.36 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\Rightarrow c = 0.07 - 0.36 \Rightarrow c = -0.29 \text{ m}$.

$$c = -0.29 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

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

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b$$

$$q = -2 \times (0.29)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 - 0.29)^2}{1} \Rightarrow q = -0.047 \text{ m}^3$$

$$p = -3 \times (0.29)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.07 - 0.29)}{1} \Rightarrow P = -0.25 \text{ m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 2\sqrt{-\frac{p}{3}} = 0.577 \\ \cos \Phi = \frac{3q}{2p}(\sqrt{-3/p}) \Rightarrow \Phi = 12.34^\circ \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} y_{c1} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3}\right) = 0.575 \\ \Rightarrow y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 120\right) = -0.32 \\ y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 240\right) = -0.25 \end{array} \right.$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.575 \Rightarrow y_{ser} = 0.285\text{m}$.

Calcul de y

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2}y^2 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4}y - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 0.144 = 0$$

On trouve : $y = 0,026\text{ m}$

• Calcul de I

$$\bullet \quad I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,026^3 + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0,144 - 0,026)^2$$

$$I = 4783.95 \text{ cm}^4$$

• Vérification de σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0,026}{4783.95 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.1 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifié.}$$

Schéma de ferrailage

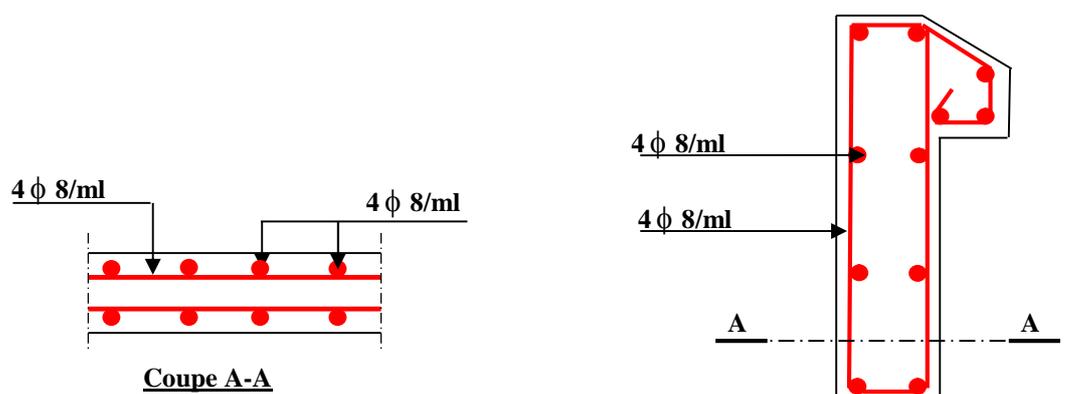


Figure III.11. : Schémas de ferrailage de l'acrotère.

III.4. 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.4.1. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.20 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

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

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{4.53} = 32 \text{ KN/m}^2.$$

Poids de la machine.

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 38.1 \text{ KN/m}^2.$$

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

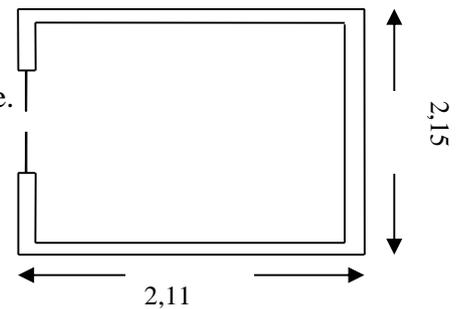


Figure III.12. dimensions de l'ascenseur

A) Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations

A l'EU

$$q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 52.93 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.98 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.62 \text{ KNm}$$

- Calcul des moments réels

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.684 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7.327 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.712 \text{ KN.m}$$

- Calcul du ferrailage

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

Tableau III.20. Calcul de la section de ferrailage de dalle d'ascenseur.

Sens		M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	z (m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)
Travée	x-x	7.684	0.016	0.020	0.178	1.24	1.36	4HA10=3.14
	y-y	7.327	0.017	0.021	0.168	1.25	1.12	4HA10=3.14
Appui	x-x ;y-y	2.712	0.006	0.007 5	0.179	0.43	1.36	4HA10=3.14

a) Vérification à l'ELU

• **Condition de non fragilité**

Pour h>12cm et ρ ≥ 0.4

En travée : sens x-x : On a $A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e = 1,36$

Sens y-y : $A_{min} = 0.0008 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{cm}^2$

En appui

• **Calcul des espacements**

Armatures //Lx: $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures //Ly: $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

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

ρ = 0.98 ≥ 0.4 → Flexion composée dans les deux sens :

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{3} = 37.22 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 37,47 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{37.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0,22 \text{MPa} < 1.25 \text{Mpa} \quad \text{c'est vérifié}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Vérification de l'effort tranchant

	$T_u(KN)$	$\tau_u(Mpa)$	$\bar{\tau}_u(Mpa)$	OBS
sens xx	37.22	0.20	1.25	Vérifié
sens yy	37.47	0.22	1.25	Vérifié

b) vérification à l'ELS : $v = 0.2$

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 38.10 + 1 = 39.10 KN / m^2$$

$$\rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9771 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.68 KN.m \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.521 KN.m \end{cases}$$

Travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.678 KN.m$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.54 KN.m$

Appuis : $M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 6.68 = 2 KN.m$

• **Vérification des contraintes dans le béton**

On vérifie : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 MPa.$$

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

$\sigma_{bc} (1,8MPa) \leq \bar{\sigma}_{bc} (15MPa)$ Vérifié

Calcul de y : $b*y^2/2+15(A+A')*y-15*(d*A+d'*A')$ Avec $A'=0$

Calcul de I : $I=b*y^3/3+15*[A*(d-y)^2+A'*(y-d')^2]$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22. Vérification des contraintes

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)
Travée	Sens xx	5.678	3.14	3.6	11321.85	1.8
	Sens yy	5.54	3.14	4	10093.23	1.76
Appui		2	3.14	3.6	11321.85	0.63

• **Vérification des contraintes dans l'acier**

On vérifie que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201,63 MPa.$$

$$\sigma_s (108,32 MPa) < \bar{\sigma}_s (= 240 MPa) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **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 de la flèche est inutile si :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \dots \dots \dots (2) \quad \text{(BAEL 91).} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \quad \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Tableau III.23. 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 concentré q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

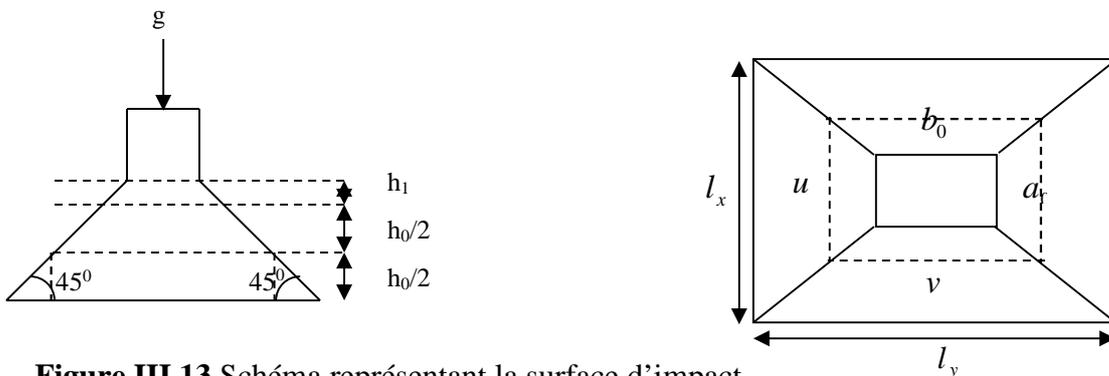


Figure III.13. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u = dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.

$$\text{On a une vitesse } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

• **Calcul les sollicitations**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow P_u = 97.605KN$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad ; \quad M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \frac{v}{l_x} \text{ et } \rho = 0.98$$

Annexe 3

$$M_1 = 0.10 \text{ KN/m} \quad \text{et} \quad M_2 = 0.08 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{110}{211} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.5 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{110}{211} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.5 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 0.1 ; \quad \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{110}{215} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.5 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{110}{215} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.5 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 0.08$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.1 = 9.76KNm \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.08 = 7.80KNm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 9.76KNm \\ M_{y1} = 7.80KNm \end{cases}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$\rho = 0.98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0384 \\ \mu_y = 0.9545 \end{cases}$$

Annexe I

$$G = 25 \times 0.2 + 25 \times 0.05 = 6.25 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow q_u = 1.35 \times 6.25 + 1.5 \times 1\text{KN} = 9.93\text{KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.69\text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.61\text{KNm}$$

- **Superposition des moments**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.72\text{KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.41\text{KNm} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'encastrement

en travée :

$$\begin{cases} M_t^y = 0.85 \times 9.41 = 7.99\text{KN.m} \\ M_t^x = 0.85 \times 11.72 = 9.96\text{KN.m} \end{cases}$$

En appui : $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 11.72 = 3.51\text{KN.m}$

- **Ferraillage** : Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$
- **En travée : sens x-x** : On a $A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e = 1.61\text{cm}^2$
- **Sens y-y** : $A_{\min} = 0.0008 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 17 = 1.36\text{cm}^2$
- **En appui** : $A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e = 1.61\text{cm}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.24. Tableau de ferraillage de la dalle de locale de la machine.

sens		M(KN.m)	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	x-x	9.96	1.60	1.61	4HA10=3.14
	y-y	7.99	1.36	1.6	4HA10=3.14
Appui	x-x y-y	3.51	0.58	1.61	4HA10=3.14

• **Vérification au poinçonnement**

La vérification de poinçonnement est vérifiée si :

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec : p_u : Charge de calcul à l'état limite ultime.

h : Epaisseur totale de la dalle.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (110 + 110) \Rightarrow U_c = 440 \text{ cm. ;}$$

$$\text{Or } p_u = 97.605 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660 \text{ KN. Pas de risque de poinçonnement.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** $b=100\text{cm}$; $d=18\text{cm}$.

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

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.125 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.167 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

- Vérification à l'E.L.S

- 1) Les moments engendrés par le système de levage : $q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$.

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.1 + 0.2 \times 0.08) = 8.38 \text{ KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.08 + 0.2 \times 0.1) = 7.23 \text{ KNm} \end{cases}$$

- 2) Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.25 + 1 = 7.25 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.23 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- 3) Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.38 + 1.23 = 9.61 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.23 + 1.17 = 8.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-Vérification des contraintes

-Calcul des moments

$$M_t^x = 0.85 \times 9.61 \Rightarrow M_t^x = 8.168 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 8.40 \Rightarrow M_t^y = 7.14 \text{ KNm}$$

$$M_a = 0.3 \times 9.61 \Rightarrow M_a = 2.88 \text{ KNm}$$

a) **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

Sens x-x : $y = 3.60 \text{ cm}$; $I = 11321.85 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Sens y-y: $y = 4 \text{ cm}$ et $I = 10093.23 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.82 \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

c)Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$h/l = 0.94 \geq 1/14 = 0.07 ; \quad h/l = 0.94 \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} = 0.042$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage

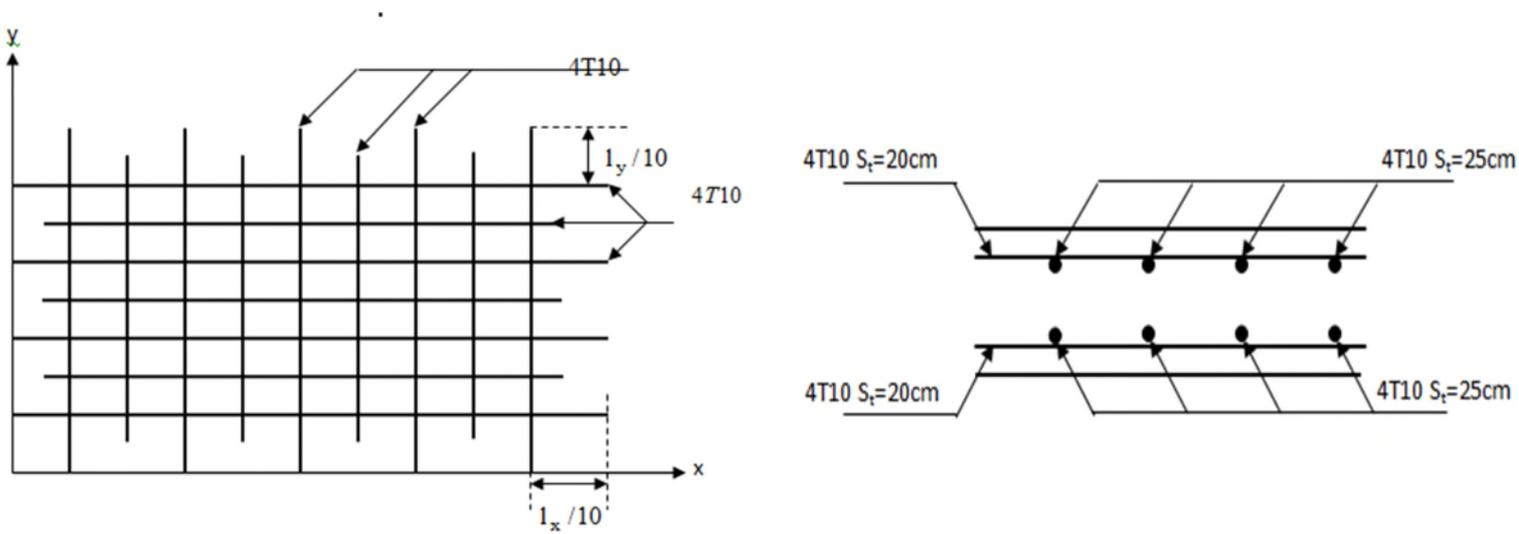


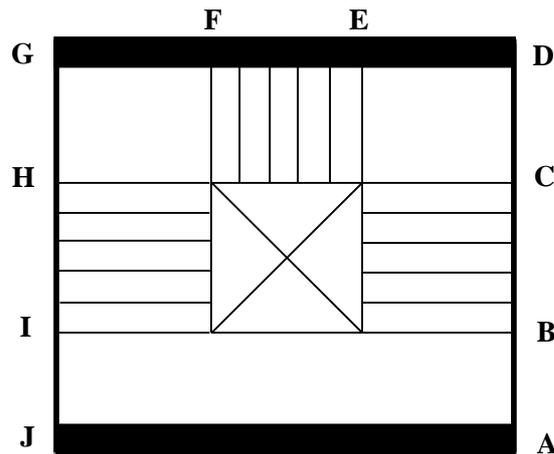
Figure III.14.Schémas de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

III.5.les Escaliers

III.5.1.Définition

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier escalier à trois volées qui est identique pour tous les étages.



III.5.2.Calcul du ferrailage des escaliers

Ce type se calcule comme suit

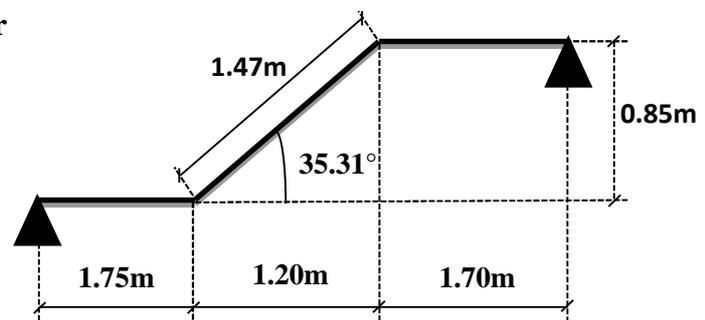
1^{er}) Partie AD=GJ

- La charge permanente sur la volée d'escalier

$$\left\{ \begin{array}{l} G=7.76 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

- La charge permanente sur le palier d'escalier

$$\left\{ \begin{array}{l} G=5.10 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$



a)-Calcul à l'ELU

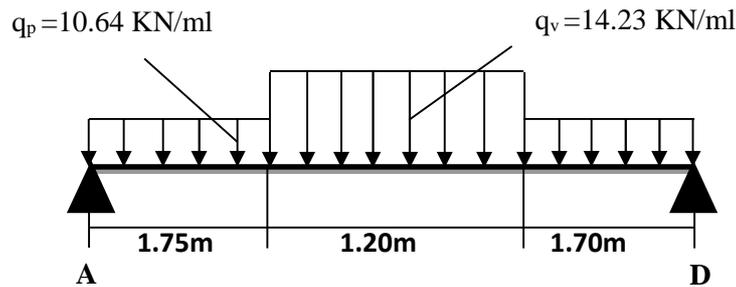
- La charge qui revient sur la volée

$$q_v=1.35G_v+1.5Q_v=(1.35 \times 7.76)+(1.5 \times 2.5)=14.23 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier

$$q_p=1.35G_p+1.5Q_p=(1.35 \times 5.98)+(1.5 \times 2.5)=10.64 \text{ KN/ml.}$$

• Schéma statique



• Calcul des sollicitations

Calcul des réactions

Après calcul de la RDM, on trouve:

$$R_A = 26.82 \text{ KN.}$$

$$R_D = 27.96 \text{ KN.}$$

Calcul des moments

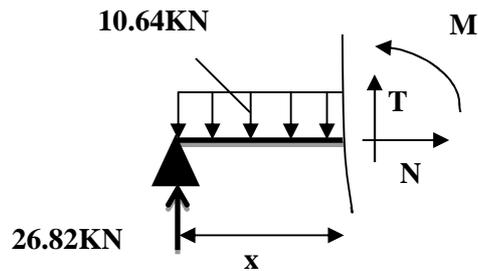
• 1^{er} tronçon : $0 < x < 1.75 \text{ m}$

$$M = -5.32x^2 + 26.82x$$

$$T = 11.82x - 26.82$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \begin{cases} M=0 \text{ KN} \cdot \text{m.} \\ T=-26.82 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x=1.75 \rightarrow \begin{cases} M=30.64 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-6.13 \text{ KN} \end{cases}$$



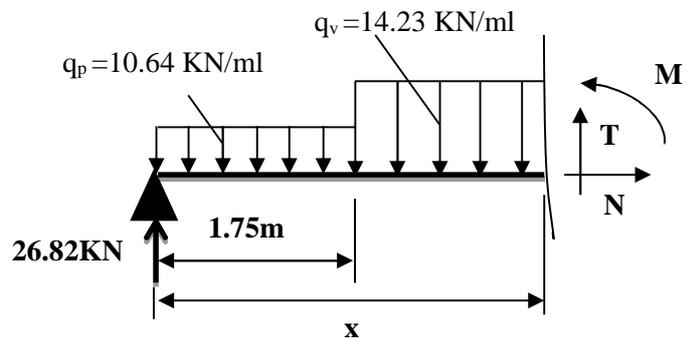
• 2^{ème} tronçon : $1.75 \text{ m} < x < 2.95 \text{ m}$

$$M = 8.2x - 7.11(x-1.75)^2 + 16.29$$

$$T = 14.23x - 33.1$$

$$\text{Pour } x = 1.75 \rightarrow \begin{cases} M=30.64 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=-8.19 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 2.95 \rightarrow \begin{cases} M=30.24 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ T=8.87 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul M^{\max}

$$M^{\max} = M(x)$$

Calcul de x

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = 2.32 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M^{\max} = 33.10 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments réels**

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 33.10 = -16.55 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.85 M^{\max} = 0.75 \times 33.10 = 24.83 \text{ KN.m.}$$

- **Ferraillage**

Les résultats de ferraillage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Tableau de ferraillage de la partie AD=GJ de l'escalier à trois volées en travée et aux appuis

En travée							
Mu(KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
24.83	0.121	0.162	0.112	6.37	1.69	6.79=6HA12	16.5
En appui							
16.55	0.081	0.106	0.115	4.14	1.69	4.52=4HA12	25

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$T = 26.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b d} = \frac{26.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.191 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.166 \text{ MPa}$$

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit : $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $St = 25 \text{ cm}$.

• **Vérification des espacements**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} > 16.5 \text{ cm}$Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$Condition vérifiée.

b)-Calcul à l'ELS

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0.6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La charge qui revient sur la volée et sur le palier

$$q_v = G_v + Q_v = 7.77 + 2.5 = 10.27 \text{ KN/ml}.$$

$$q_p = G_p + Q_p = 5.1 + 2.5 = 7.6 \text{ KN/ml}.$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

R_A (KN)	R_B (KN)	X (m)	M₀ (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée									
19.26	19.28	2.33	23.86	20.28	4.02	8651.34	9.41	15	Vérifiée
En appui									
19.26	19.28	2.33	23.86	11.93	3.41	6324.56	5.13	15	vérifiée

Etat de déformation

$$\frac{h}{l} = \frac{0.16}{4.65} = 0.034 < \frac{1}{16} = 0.062$$

La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Tableau III.27. Evaluation de la flèche dans la partie 1 de l'escalier

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
4.65	6.79	8.94	14.47	20.21	8651.3	165879.6
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgy} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.03	94759	68771	59009	109834	0.288	0.930

• Schéma de ferrailage

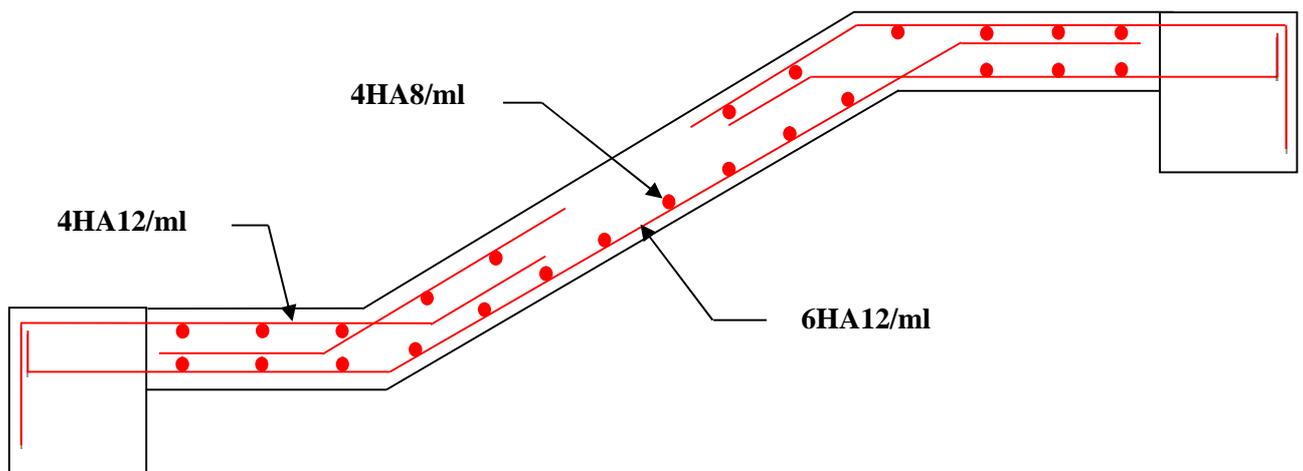


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la partie 1 de l'escalier.

2^{ème}) Partie EF :

• La charge permanente sur la volée d'escalier

$$\left\{ \begin{array}{l} G=7.65 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2.50 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

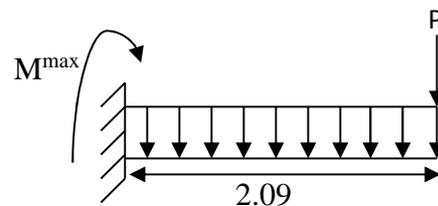


Figure III.16. Schéma statique de la console.

Ce type se calcule comme une console.

a)-Calcul a l'ELU :

• La charge qui revient sur la volée

$$q_v=1.35G_v+1.5Q_v$$

$$q_v=(1.35 \times 7.65)+(1.5 \times 2.5)=14.08 \text{ KN/ml.}$$

$$P=0.1 \text{ KN/ml}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau III.28. Résultats de ferrailage de la 2^{ème} partie

M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
31.03	0.152	0.207	0.110	8.10	1.45	8HA12/ml 9.05	4HA8/ml 2.01

• **Vérification de l'espacement**

$$S_t \leq \min (2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 14, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 8HT12, soit S_t = 100/7 = 14cm donc c'est vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{29.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b)-Calcul à l'ELS

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (7.65+2.5) = 10.15 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(10.15 \times 2.09^2)/2] + 0.1 \times 2.09 = 22.38 \text{ KN. m.}$$

• **Vérification de σ_{bc}**

Calcul de y

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

$$\frac{100}{2} y^2 + (15 \times 9.05) y - (15 \times 9.05 \times 12) = 0$$

$$50y^2 + 135.75y - 1629 = 0$$

$$y = 4.51 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{100}{3} \times (9.05)^3 + 15 \times 9.05 \times (12 - 4.51)^2$$

$$I = 10673.38 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de σ_{bc}**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{22.38 \times 10^{-3}}{10673.38 \times 10^{-8}} \times 0.0451 = 9.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Pas de risque de fissuration du béton.

La fissuration peut nuisible donc la vérification σ_{st} n'est pas nécessaire.

- **La flèche**

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

$$\frac{h}{l} = \frac{0.14}{2.09} = 0.066 \geq \frac{1}{16} = 0.05$$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.14}{2.09} = 0.066 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.075 \geq \frac{2}{f_e} = 0.005$$

$M^t = M_0 \Rightarrow$ la 2^{ème} condition pas vérifiée.

- **Vérification de la flèche**

Tableau III.29. Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier

L (m)	B (m)	H (m)	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
2.09	1.00	0.14	9.05	0	25	2.28	4.18	5.54	1.44	8.36

➔ La condition de flèche est vérifiée

III.5.3. Calcul de la poutre brisée

Dimensionnement

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

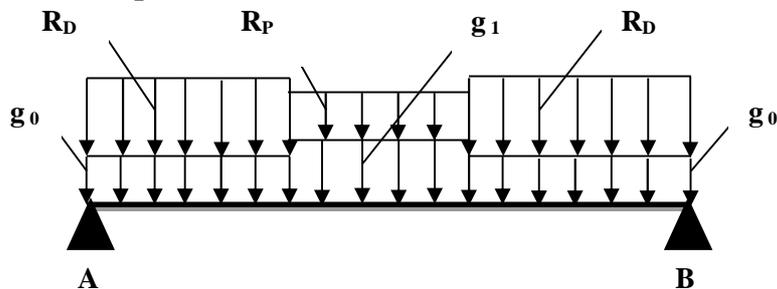
$$L = 1.77 + (2.09 / \cos 33.05^\circ) + 1.77 = 6.03 \text{ m}$$

$$\frac{603}{15} \leq h \leq \frac{603}{10} \Rightarrow 40.2 \leq h \leq 60.3$$

Donc soit $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

1)- Calcul à la flexion simple



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.5 \times 0.55 = 6.875 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.5 \times 0.55 / \cos 33.05^\circ = 8.20 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D = 27.96 \text{ KN/ml.}$$

$$R_P = 29.59 \text{ KN/ml.}$$

Avec:

R_D : la charge ramenée par la partie AD et GJ.

R_P : la charge ramenée par la partie EF.

- **Calcul des sollicitations**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau III.30. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

$R_A(KN)$	$R_B(KN)$	$X(m)$	$M_0(KN.m)$	$M_a(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$V_u(KN)$
101.19	101.19	2.815	145.33	72.66	123.53	106.38

• **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple**

Tableau III.31. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis

$M_u (KN. m)$	μ_{bu}	A	$Z (m)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{calculée} (cm^2)$
En travée					
123.53	0.0619	0.0799	0.513	3.32	6.92
En appui					
72.66	0.0364	0.0463	0.520	3.32	4.01

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{106.38 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.53} = 0.40 MPa$$

$$\overline{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

• **Armatures transversales à la flexion simple**

Soit $St=20 \text{ cm}$

$St=20 \text{ cm} < \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots$ *Condition vérifiée.*

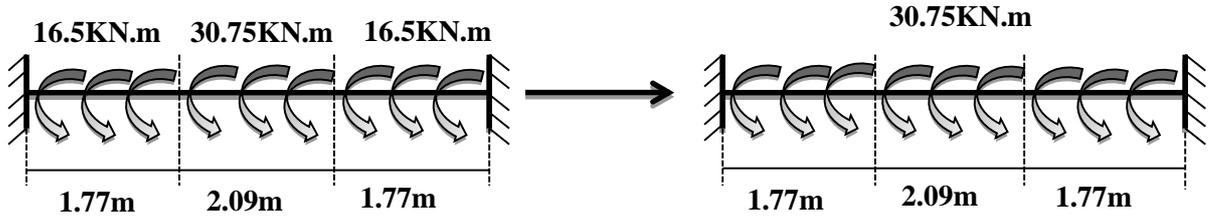
$$A_t = \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.5 \times 0.2}{400} = 1 cm^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0.3 f_{t28}) \times b \times St}{0.8 f_e} = \frac{(0.4 - 0.3 \times 2.1) \times 0.5 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.72 cm^2 < 0$$

Donc $A_t = 1.00 \text{ cm}^2$

2)-Calcul à la torsion

Le moment de torsion



Le moment maximum aux appuis

$$M_t = 30.75 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion

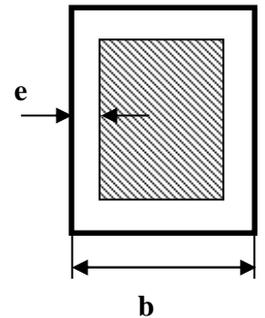
$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{30.75 \times 5.63}{2} = 86.56 \text{ KN.m}$$

Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion

$$e = \frac{1}{6} \times b = \frac{1}{6} \times 50 = 8.33 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (0.5 - 0.0833) \times (0.55 - 0.0833) = 0.1945$$

$$\tau_t = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{86.56 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1945 \times 0.0833} = 2.67 \text{ MPa}$$



On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles

$$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_t)^2} = \sqrt{(0.4)^2 + (2.67)^2} = 2.70 \text{ MPa}$$

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

$\tau = 2.70 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

• Armatures longitudinales en torsion

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

avec μ : périmètre de Ω

$$\mu = 2 \cdot [(b-e) + (h-e)] = 1.77 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t \cdot \mu \cdot \gamma}{2 \cdot f_e \cdot \Omega} = \frac{86.56 \times 10^{-3} \times 1.77 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.1945} = 11.32 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales en torsion**

Si on fixe $St = 20 \text{ cm}$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{St \cdot \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow A_t = \frac{M_t \cdot St \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{86.56 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.1945} = 1.28 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage de la poutre brisée :**

Armatures transversales

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}}$$

$$A_t = 1.28 + 1 = 2.28$$

$$A_t = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

Armatures longitudinales

En appui

$$A_l^a = A_l^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_l^{\text{torsion}}$$

$$A_l^a = 4.01 + 5.66 = 9.67 \text{ cm}^2$$

$$A_l^a = 4\text{HA}12 + 4\text{HA}14 = 10.68 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_l^t = A_l^{\text{flexion simple}} + \frac{1}{2} A_l^{\text{torsion}}$$

$$A_l^t = 6.92 + \frac{1}{2} 11.32 = 12.58 \text{ cm}^2$$

$$A_l^t = 4\text{HA}14 + 4\text{HA}16 = 14.20 \text{ cm}^2$$

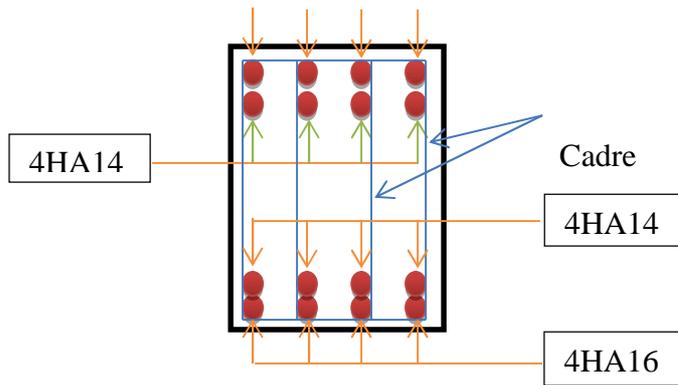


Figure III.17. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

III.6. Calcul 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 relient solidaires à la structure elles servent de porte à faux.

2. Dimensionnement

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 5,6m$

Selon la condition de flèche :

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

$$37,33m \leq h \leq 56cm \quad \text{Condition de flèche RPA(Art 9.3.3)}$$

$$h \geq 15cm$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20cm$$

(30cm est l'épaisseur de mur) on adopte $h=40cm$, $b=30cm$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×40).

3. Calcul des sollicitations

Poids propre : $P_p = 25 \times 0,3 \times 0,4 = 3KN/m$

Poids des murs : $P_m = 2,85 \times (3,06 - 0,4) = 7,58KN/m$

$$P_u = 1.35 \times (3 + 7.58) = 14.75 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 7.58 + 3 = 10.58 \text{ KN/m}$$

$$M_u = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} = 57.82 \text{ KN.m}$$

4. Calcul à l'ELU

$$M_t = 0.75 M_u = 43.36 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_u = -28.91 \text{ KN.m}$$

Armatures longitudinales

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m}$$

Tableau III.32. Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

	M (KN.m)	Z(m)	μ_{bu}	α	$A_s \text{ calculé} (cm^2)$	$A_s \text{ adopté} (cm^2)$
En travée	43.36	0.355	0.023	0.029	3.5	4HA12=4.52
En appui	28.91	0.257	0.015	0.018	3.23	4HA12=4.52

5. Vérification à l'E.L.U

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_{cal} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

• **Effort tranchant**

$$V_u = pu \times \frac{l}{2} = 41.3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.324 \text{ MPa}$$

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

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

Soit un cadre $\phi 8$ plus un étrier $\phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Les espacements**

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} \leq 0 \quad \text{(CBA Art A.5.1.2.3)}$$

Le **RPA99/ version 2003** exige un espacement $S_t \leq \min(h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

6. Vérifications à l'ELS

- **Vérification de la contrainte dans le béton :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$M_s = 41.47 \text{ KNm}$$

$$M_t^s = 0.75 M_s = 31.10 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0.5 M_s = -20.73 \text{ KN.m}$$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 0.04 \text{ m}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 8323.04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

• **Evaluation de la flèche CBA 93 (Article B.6.5.1)**

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

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

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0,071 = \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.074 \quad \text{la condition n'est pas vérifiée.} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

D'ou la vérification de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche

Moment d'inertie :

$$B_0 = b \times h + 15A_s = (30 \times 40) + (15 \times 4.52) = 1267.85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right)$$

$$V_1 = 20.85 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 19.15 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (V_2 + e) \quad (e = 3 \text{ cm enrobage})$$

$$I_0 = 162061.63 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0109$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.763 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.5 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$E_i = 32456.596 \text{MPa}$ module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = 10818.86 \text{MPa}$ module de déformation longitudinale différée du béton

Contraintes

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 223.93 \text{MPa}$$

Interties fictive (If):

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.690$$

$$I_{ig}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 55804.59 \text{cm}^2.$$

$$I_{iv}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 94934.38 \text{cm}^2$$

Evaluation des flèches :

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}^f} = 0.641 \text{cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{iv}^f} = 1.090 \text{cm}$$

$$f = 0.618 \text{cm} \leq f_{adm} = 0.76 \text{cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

Schéma de ferrailage :

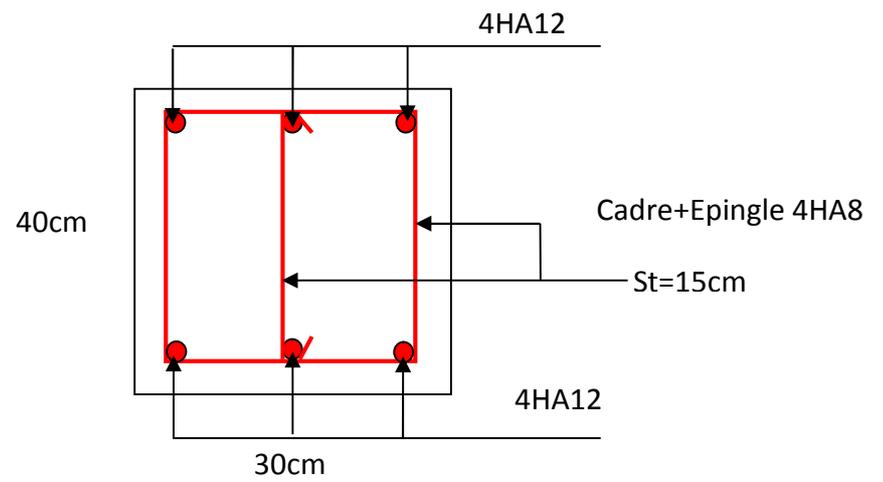


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

IV.1) Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le (RPA99/ version 2003), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou (14m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles ou par voiles portique, ce qui justifie notre choix pour les éléments de contreventements de notre structure.

IV. 2) Méthode de calcul

Les règles parasismiques (RPA99) présentent trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1) La méthode statique équivalente.
- 2) La méthode dynamique.
- 3) La méthode d'analyse par accélérogrammes.

IV. 2. 1 Méthode statique équivalente

- **Principe de la méthode : [RPA]**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Conditions d'application**

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30 cm en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA99 (Article 4. 1. 2).

Calcul de la force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

Dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas :

- Groupe d'usage : Groupe 2
 - Zone sismique : zone II
- } ⇒ A = 0.15

R : Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur dépend du type de contreventement (contreventement mixte

⇒ R = 5).

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La qualité de contrôle de la structure.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon le critère de qualité **q** « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (RPA99/2003).

Tableau IV .1. Valeurs des pénalités P_q

« Critère q »	Observée	Non Observée
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	/
6- Contrôles de qualité des d'exécution	oui	/

Donc Q=1.15

W : Poids total de la structure, sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0.2$: usage d'habitation et service

$\beta = 0.6$: usage commerciale

Pour notre structure :

$$W = 42655.285 \text{ (KN)}.$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T) et du facteur de correction d'amortissement (η).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

Estimation de la période fondamentale de la structure

Selon le **RPA99 (Art 4-2-4)**, la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique ou calculée par la méthode analytique ou numérique.

La formule empirique à utiliser selon les cas suivante :

$$T = C_T \cdot (h_N)^{3/4} \dots \dots \dots (1) \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$\Rightarrow h_N = 30.6 \text{ m.}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Tableau IV.2. Valeurs de C_T

Système de contreventement	C_T
Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé	0.05

$$T=0.05*(30.6)^{3/4} = 0.84s$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T=0.09H/\sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$\begin{cases} L_x = 33m & \implies T_x=0.479s \\ L_y = 19.10m & \implies T_y=0.63s \end{cases}$$

Valeur de T_1 et T_2 **RPA 99**(Tableau 4.7)

D'après le rapport de sol établi par (le site d'implantation de notre structure est un sol de catégorie S_2).

T_1 et T_2 : Période caractéristiques associées à la catégorie de site :

Tableau IV.3. Valeurs de T_1 et T_2

Nature du sol	Site	T_1	T_2
Ferme	2	0.15	0.40

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3*0.479 = 0.62 \\ T_y = 1.3*0.63 = 0.82 \end{cases}$$

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)}$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif

$\zeta = 7\%$ \longrightarrow construction auto-stable

$\zeta = 10\%$ \longrightarrow contreventement par voiles

On prend : $\zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$ pour une construction mixte

$$\text{D'où } \eta = 0.82 \text{ donc } \begin{cases} D_x = 1.8 \\ D_y = 1.725 \end{cases}$$

$$\text{D'où } V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st} = \frac{0.15 \times 1.8 \times 1.15}{5} \times 42655.285 = 2648.89 \text{ KN}$$

$$V_{st} = \frac{0.15 \times 1.725 \times 1.15}{5} \times 42655.285 = 2538.52 \text{ KN}$$

IV.2.2 Méthode d'analyse dynamique

❖ Méthode spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

Principe de la 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 (nœuds maitres)
- 2) Seuls 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 des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

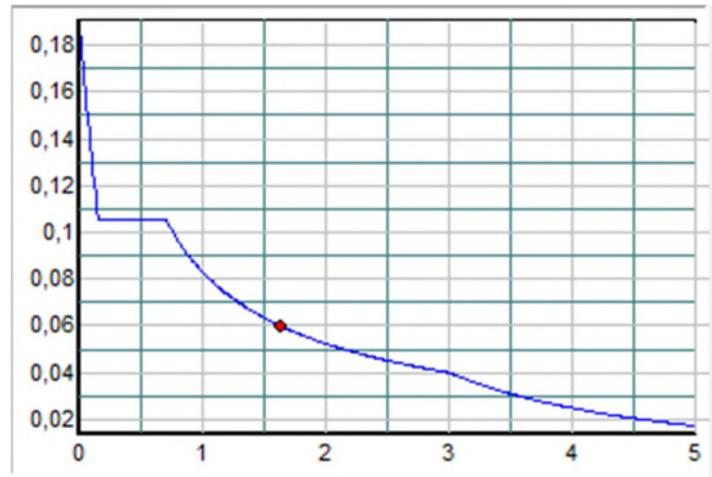
Spectre de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Schémas du spectre de calcul

Sa/g



T (second)

Figure IV.1.Spectre de calcul

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismique ainsi que les directions qui sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure.

Pour les structures ayant leurs éléments de contreventement distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

❖ Par accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.3) 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 **Sap2000** a été menée.

IV.3.1 La disposition des voiles adoptée

Pour avoir le 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 a 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.

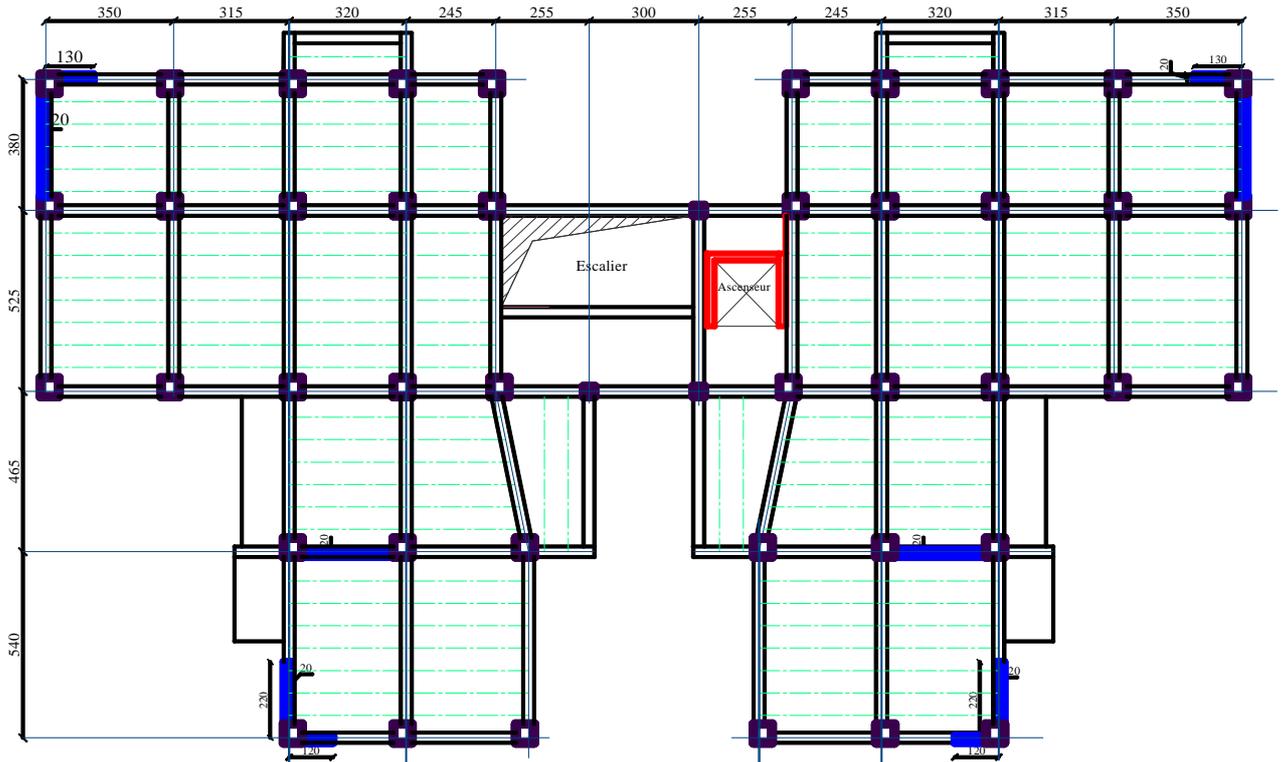


Figure IV.2. disposition des voiles adoptée

Mode de vibration et taux de participation des masses

Les résultats sont obtenus et sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Périodes de vibration et taux de participation des masses

	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (POURCENT)		CUMULATIVES SUM (POURCENT)	
		UX	UY	UX	UY
Mode 1	0.826441	0.6621	0.02214	0.6621	0.02214
Mode 2	0.780882	0.02223	0.66317	0.68433	0.68531
Mode 3	0.676852	0.00117	0.00039	0.6855	0.6857
Mode 4	0.232478	0.15267	0.00698	0.83817	0.69268
Mode 5	0.214491	0.00718	0.15996	0.84534	0.85264
Mode 6	0.165799	0.00211	0.00001702	0.84745	0.85265
Mode 7	0.108897	0.06311	0.00297	0.91056	0.85562
Mode 8	0.099036	0.00287	0.0636	0.91342	0.91922
Mode 9	0.084365	0.000003844	0.00001559	0.91343	0.91923
Mode 10	0.10238	0.04257	0.00018	0.95599	0.91941
Mode 11	0.077553	2.029E-12	0.04909	0.95599	0.9685
Mode 12	0.126277	1.229E-14	1.658E-15	0.95599	0.9685

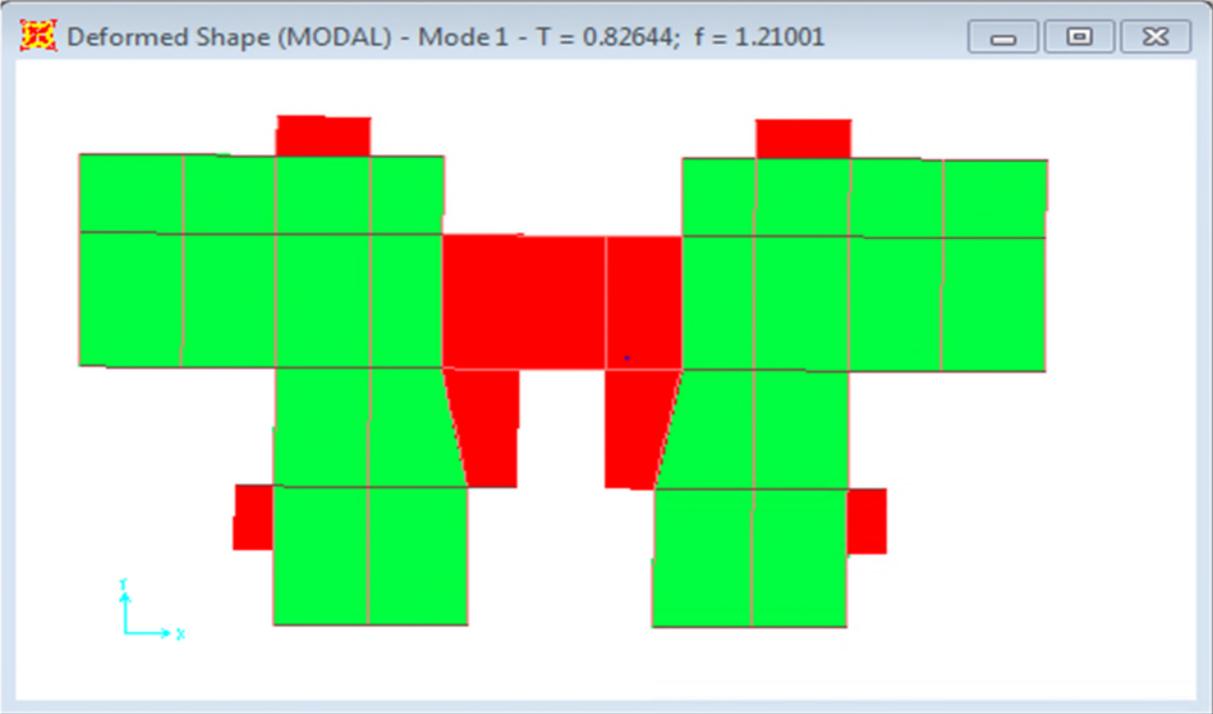


Figure IV.3. Mode 1, Translation suivant l'axe x-x.
(T=0, 826441)

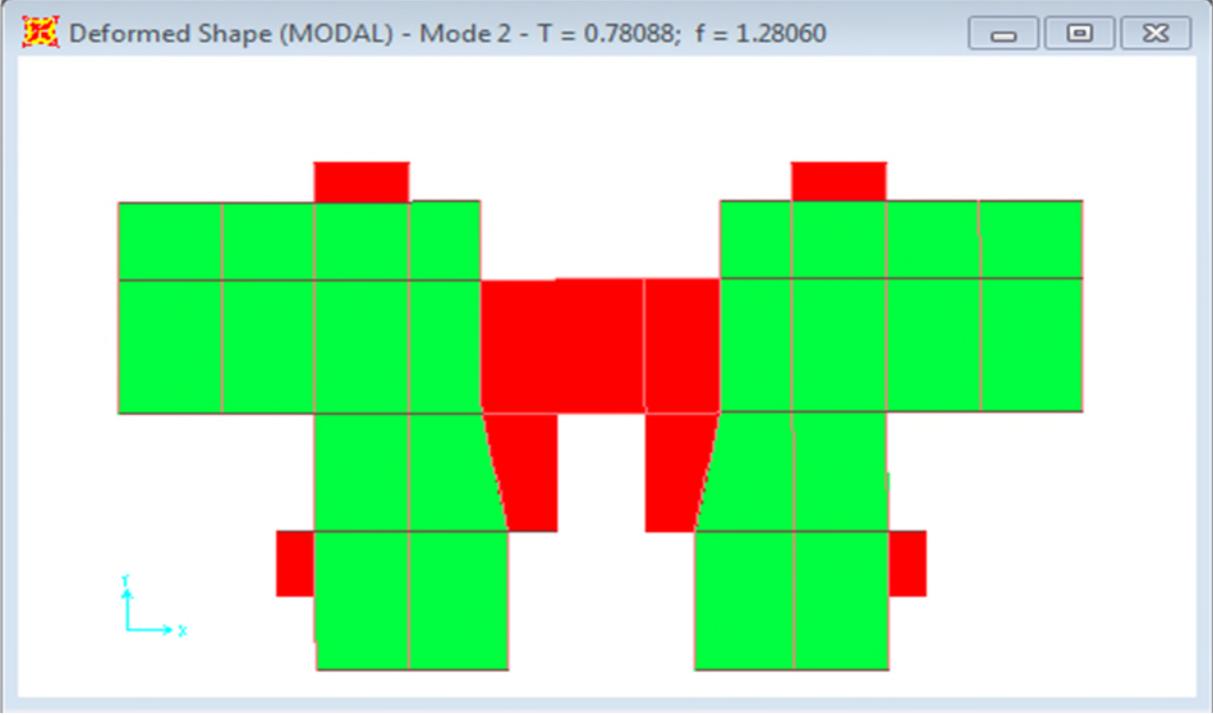


Figure IV.4. Mode 2, Translation suivant l'axe Y-Y.
(T=0.780882)

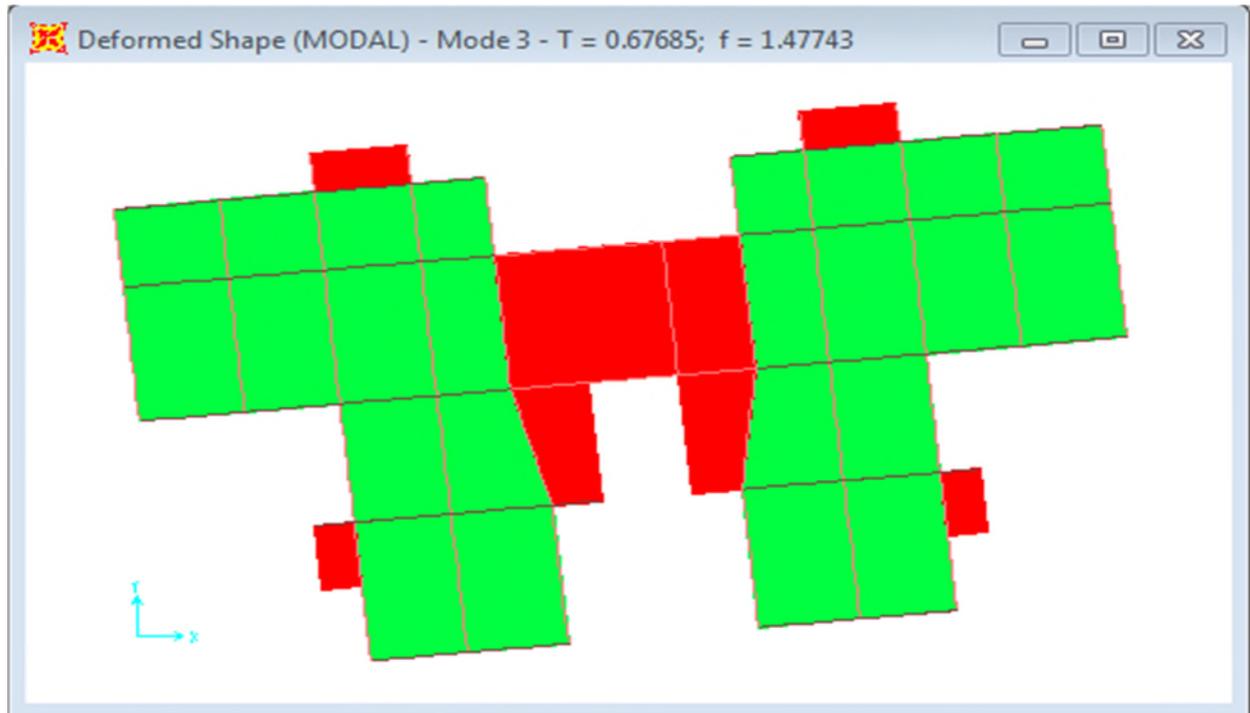


Figure IV.5. Mode 3, Rotation suivant l'axe z-z
(T=0.676852)

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 empirique du RPA majorée de 30%

IV.3.2 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 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

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de la vérification de l'interaction sous charges verticales sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau. IV.5. Vérification de l'interaction sous charge verticales

Niveau	Les charges reprises (KN)		Pourcentage repris	
	portique	voiles	P(%)	V(%)
RDC	41131.944	3236.143	92.7061471	7.2938529
Etage 1	33318.324	6248.993	84.20668	15.79332
Etage 2	28802.752	5962.299	82.8497332	17.1502668
Etage 3	24816.257	5342.445	82.2855606	17.7144394
Etage 4	20752.144	4455.139	82.3259849	17.6740151
Etage 5	17039.653	3637.944	82.4063502	17.5936498
Etage 6	13283.356	2718.144	83.0131925	16.9868075
Etage 7	9827.071	2481.992	79.8360606	20.1639394
Etage 8	6377.18	1761.07	78.3605812	21.6394188
Etage 9	3157.719	934.291	77.1679199	22.8320801

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf les trois derniers niveaux ou l'écart est inférieure a 3.5% ce qui peut être négligé.

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 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6.Charge horizontales reprises par les portique et voiles

Niveau	SENS X-X				SENS Y-Y			
	portique	voiles	P(%)	V(%)	portique	voiles	P(%)	V(%)
RDC	1946.151	1275.563	60.407	39.592	1576.574	1167.176	57.460	42.539
Etage 1	809.469	1963.081	29.195	70.804	829.068	1647.044	33.482	66.517
Etage 2	873.659	1624.608	34.970	65.029	899.311	1412.096	38.907	61.092
Etage 3	984.761	1348.078	42.212	57.787	1040.235	1122.479	48.098	51.901
Etage 4	925.842	1151.94	44.559	55.440	974.035	881.221	52.501	47.498
Etage 5	982.007	766.029	56.177	43.822	1036.371	640.056	61.820	38.179
Etage 6	827.06	478.671	63.340	36.659	857.263	628.91	57.682	42.317
Etage 7	842.403	459.02	64.729	35.270	865.72	356.218	70.848	29.151
Etage 8	612.994	331.566	64.897	35.102	628.573	294.927	68.064	31.935
Etage 9	760.689	253.955	74.971	25.028	712.216	278.949	71.856	28.143

➤ **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} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau IV.7.Vérification de l'effort tranchant à la base

Forces sismique	V statique (KN)	Vdynamique (KN)	0.8×Statique (KN)	observation
Sens x-x	2648.89	2389.156	2119.112	vérifiée
Sens y-y	2538.52	2251.498	2030.816	vérifiée

Vérification de l'effort normal réduit

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

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.8. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Nd	A	B	V	Observation
RDC ,1^{er} Etage	2317.359	60*60	3600	0.2574	Vérifier
2^{eme} ,3^{eme} Etage	1804.417	55*55	3025	0.2386	Vérifier
4^{eme} ,5^{eme} Etage	1318.707	50*50	2500	0.2109	Vérifier
6^{eme} ,7^{eme} Etage	863.299	45*45	2025	0.1705	Vérifier
8^{eme} ,9^{eme} Etage	429.363	40*40	1600	0.1073	Vérifier

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 : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 (Article 5.10)

h_e : étant la hauteur de l'étage

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.9. Vérification des déplacements

Niveau	Sens-X					Sens-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 (%)
RDC	0.09	0.45	0	0.45	0.147	0.06	0.30	0	0.30	0.098
Etage 1	0.25	1.25	0.45	0.80	0.261	0.18	0.90	0.30	0.60	0.196
Etage 2	0.47	2.35	1.25	1.10	0.359	0.34	1.70	0.90	0.80	0.261
Etage 3	0.71	3.55	2.35	1.20	0.392	0.53	2.65	1.70	0.95	0.310
Etage 4	0.98	4.90	3.55	1.35	0.441	0.73	3.65	2.65	1.00	0.327

Etage 5	1.24	6.20	4.9	1.30	0.425	0.94	4.70	3.65	1.05	0.343
Etage 6	1.51	7.55	6.2	1.35	0.441	1.15	5.75	4.70	1.05	0.343
Etage 7	1.76	8.8	7.55	1.25	0.408	1.351	6.75	5.75	1.000	0.327
Etage 8	1.99	9.95	8.8	1.15	0.376	1.54	7.70	6.75	0.95	0.310
Etage 9	2.21	11.05	9.95	1.10	0.359	1.72	8.60	7.70	0.90	0.294

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 1.35 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}.$$

Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad \text{RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur d'étage (k)

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o

ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après

Tableau IV.10. Vérification des effets 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)
RDC	306,0	42904.207	0.45	3375.453	0.019	0.30	2746.754	0.015
Etage 1	306,0	41185.647	0.80	2828.014	0.038	0.30	2423.664	0.033
Etage 2	306,0	36563.394	1.10	2520.934	0.052	0.80	2243.266	0.043
Etage 3	306,0	32134.685	1.20	2354.084	0.053	0.95	2095.925	0.047
Etage 4	306,0	27705.977	1.35	2077.597	0.059	1.00	1754.08	0.052
Etage 5	306,0	23453.983	1.30	1757.166	0.057	1.05	1584.766	0.051
Etage 6	306,0	19201..99	1.35	1316.328	0.064	1.05	1440.249	0.046
Etage 7	306,0	15109.881	1.25	1339.221	0.046	1.00	1174.902	0.042
Etage 8	306,0	11017.773	1.15	995.254	0.042	0.95	901.873	0.038
Etage 9	306,0	7068.791	1.10	1099.343	0.023	0.90	978.135	0.021

On remarque que les valeurs θ_k inférieure à 0.1 donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

IV.4) 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 mêmes (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux 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} Etage (b*h)=60*60
- 2,3^{ème} Etage (b*h)=55*55
- 4,5^{ème} Etage (b*h)=50*50
- 6,7^{ème} Etage (b*h)=45*45
- 8,9^{ème} Etage (b*h)=40*40

V. 1 Etude des poteaux :**V.1.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.1.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :**a). Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

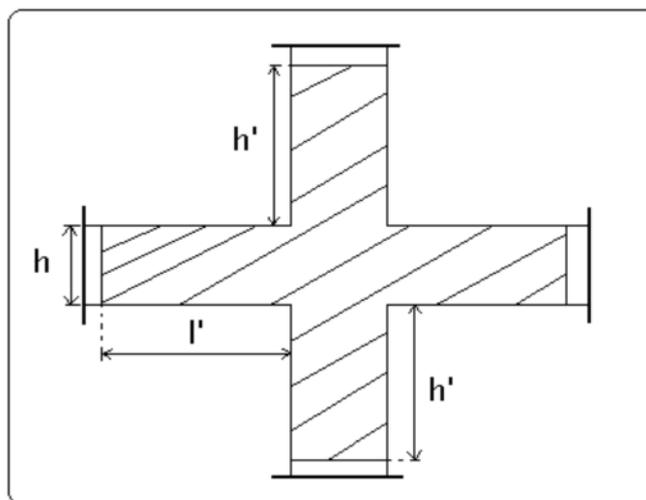
- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$



Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	28.8	144	216
2 ^e et 3 ^{ème} étage	55×55	24.2	121	181.5
4 et 5 ^{ème} étage	50×50	20.0	100	150
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	45×45	16.2	81	121.5
8 ^{ème} , 9 ^{ème} et le dernier poteau de la cage d'escalier	40×40	12.8	64	96

b). Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- **V_u** : est l'effort tranchant de calcul.
- **h₁** : hauteur totale de la section brute.
- **f_e** : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

– ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élancement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

– t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
- ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\min}$ (en zones IIa).

La quantité **d'armatures transversales minimale** $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.1.3 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.2. Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 1^{er} étage	3080.356	102	104.899	1018.642	48.707	63.804
2 et 3^{ème} étage	1804.417	32.864	99.576	788.673	13.796	20.965
4 et 5^{ème} étage	1318.707	28.998	100.165	525.774	6.569	7.633
6 et 7^{ème} étage	863.299	24.711	100.409	336.847	0.983	6.463
8 et 9^{ème} étage	429.363	20.519	87.414	190.796	5.096	1.355

V.1.4 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 3080.356 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 102 \text{ KN.m}$
- $M_{\max} = 104.899 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 1018.642$
- $N_{\min} = 48.707 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 63.804 \text{ KN.m}$

A). Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$d = 55\text{m}; d' = 0.05\text{m}.$

$N = 3080.356 \text{ KN}$

$M = 102 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.033\text{m}$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.300\text{m}.$ → le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d')b.h.f_{bu} \quad (I)$$

$$(a) = (0.337h - 0.81d_0)b.h.f_{bu}$$

$$(b) = N(d-d') - M_{UA}$$

$$M_{UA} = M + N \times (d-h/2) = 102 + 3080.356 \times (0.55 - 0.60/2) = 872.089 \text{ KN.m.}$$

$$(a) = (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.826$$

$$(b) = [3080.356 \times (0.55 - 0.05) - 872.089] \times 10^{-3} = 0.668$$

(a) > (b) ⇒ (I) n'est pas vérifiée

Donc la section est entièrement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{872.089 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.55^2 \times 0.6} = 0.338 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.538 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 3.00 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$0z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.392\text{m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{872.089 \times 10^{-3}}{0.392 \times 348} = 63.93 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 63.93 - \frac{3080.356 \times 10^{-3}}{348} = -24.59 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$$M = 104.899 \text{ KN.m}, N = 1018.642 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.040 \text{ m} < (h/2) = 0.300 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 104.899 + 1018.642 \times (0.55 - 0.60/2) = 359.559 \text{ KN.m}$$

$$(a) = (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.826$$

$$(b) = [1018.642 \times (0.55 - 0.05) - 359.559] 10^{-3} = 0.149$$

(a) > (b) \Rightarrow (I) n'est pas vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à

la flexion simple :

$$M_{UA} = 359.559 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.135 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.182 \rightarrow z = 0.509 \rightarrow A_l = 20.29 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -9 \text{ cm}^2 < 0$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = 48.707 \text{ KN} \rightarrow M = 63.804 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 1.28 \text{ m} > (h/2) = 0.30 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression est en dehors de la section .

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d_0) - M_A \leq (0.337h - 0.81d_0)b \cdot h \cdot f_{bu} \quad (I)$$

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 63.804 + 48.707 \times (0.55 - 0.60/2) = 75.98 \text{ KN.m}$$

$$(a) = (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.05) \times 0.60 \times 0.60 \times 14.2 = 0.826$$

$$(b) = [48.707 \times (0.55 - 0.05) - 75.98] 10^{-3} = -0.052$$

(a) > (b) \Rightarrow (I) vérifiée

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à

la flexion simple :

$$M_{UA} = 75.98 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.029 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.037 \rightarrow z = 0.542 \text{ m} \rightarrow A_l = 4.02 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 2.62 \text{ cm}^2.$$

Tableau V.3. Ferrailage des poteaux

Niveau	sections	A' (cm ²)	A (cm ²)	ARPA (cm ²)	Aadap (cm ²)	Barres
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	0.00	0.00	28.8	30.29	12HA16+4HA14
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	55×55	0.00	0.00	24.2	26.51	12HA14+4HA16
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	50×50	0.00	0.00	20.0	21.36	8HA14+8HA12
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	45×45	0.00	2.83	16.2	18.10	16HA12
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	40×40	0.00	5.51	12.8	13.57	12HA12

V.1.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4. Armatures transversales

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{eme} Etage	4 et 5 ^{eme} étage	6 et 7 ^{eme} Etage	8 et 9 ^{eme} Etage
Section (cm)	60*60	55*55	50*50	45*45	40*40
ϕ_l^{\max} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.2	1.2
ϕ_l^{\min} (cm)	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.57	3.99	4.28	4.76	5.35
V_u (KN)	134.19	181.652	217.697	208.274	177.105
l_r (cm)	56	56	48	48	48
tzone nodale (cm)	10	10	10	10	10
tzone courante (cm)	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	0.61	0.83	1.00	0.95	0.54
A^t_{\min} (cm ²) Zone nodale	3.3	3.025	2.75	2.475	1.2

A'_{\min} (cm ²) Zone courante	4.95	4.54	4.125	3.71	1.8
$A'_{adoptée}$ (cm ²)	10T8=5.03	10T8=5.03	10T8=5.03	10T8=5.03	10T8=5.03

V.1.6 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 sollicité dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 3.06$ m et un effort normal égal à : $N = 2284.616$ KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.14 \text{ m} \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.17 \text{ m} \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$D'où : \lambda = \frac{2.14}{0.17} = 12.59 \Rightarrow \alpha = 0.83$$

$$B_r = (0.60-0.02) \times (0.60-0.02) = 0.336 \text{ m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.83 \times \left(\frac{0.336 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 30.29 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6239.90 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 3080.356 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

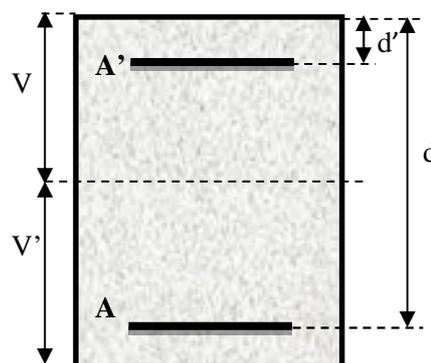
Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (cm ²)	l_o (m)	l_f (m)	I	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{\max} (KN)
RDC	60×60	3.06	2.142	0.17	12.59	0.83	30.29	3364	6239.90	3080.356
1 ^{er} étage	60×60	3.06	2.142	0.17	12.59	0.83	30.29	3364	6239.90	3080.356
2 ^{ème} étage	55×55	3.06	2.142	0.16	13.37	0.83	26.51	0.2809	5203.77	1804.417
3 ^{ème} étage	55×55	3.06	2.142	0.16	13.37	0.83	26.51	0.2809	5203.77	1804.417
4 ^{ème} étage	50×50	3.06	2.142	0.14	15.29	0.82	21.36	0.2304	4107.89	1318.707
5 ^{ème} étage	50×50	3.06	2.142	0.14	15.29	0.82	21.36	0.2304	4107.89	1318.707
6 ^{ème} étage	45×45	3.06	2.142	0.13	16.46	0.81	18.10	0.1849	3283.45	863.299
7 ^{ème} étage	45×45	3.06	2.142	0.13	16.46	0.81	18.10	0.1849	3283.45	863.299
8 ^{ème} étage	40×40	3.06	2.142	0.12	18.53	0.80	13.57	0.1444	2516.86	429.363
9 ^{ème} étage	40×40	3.06	2.142	0.12	18.53	0.80	13.75	0.1444	2516.86	429.363

Du tableau ci- dessus on remarque que $N_{\max} < N_u \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus



sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right); \quad V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6 vérification des contraintes

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2et3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} ,7 ^{ème} étage	8 ^{ème} ,9 ^{ème} étage
Section (cm²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40
d (cm)	55	50	45	40	35
A' (cm²)	15.145	13.255	10.68	9.05	6.785
A (cm²)	15.145	13.255	10.68	9.05	6.785
V (cm)	30	27.5	25	22.5	20
V' (cm)	30	27.5	25	22.5	20
I_{yy'} (m⁴)	0.014	0,0098	0,0065	0,0042	0,0026
N^{ser} (MN)	1.672	1.302	0.951	0.623	0.309
M^{ser} (MN.m)	0.0331	0.0262	0.0256	0.0247	0.0225
M_G^{ser} (MN.m)	0.0331	0.0262	0.0256	0.0247	0.0225
σ_{bc1} (MPa)	4.84	4.54	4.36	4.04	3.43
σ_{bc2} (MPa)	3.42	3.07	2.39	1.4	0.03
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15

Obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
-----	----------	----------	----------	----------	----------

c) Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Tableau.V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
RDC et 1^{er} étage	60×60	214.2	3.57	0.040	55	134.19	0.4	1	vérifiée
2 et 3^{ème} étage	55×55	214.2	3.89	0.040	50	181.652	0.66	1	vérifiée
4 et 5^{ème} étage	50×50	214.2	4.28	0.040	45	217.697	0.96	1	vérifiée
6^{ème}, 7^{ème} étage	45×45	214.2	4.76	0.040	40	208.274	0.98	1	vérifiée
8^{ème}, 9^{ème} étage	40×40	214.2	5.35	0.075	35	177.105	1.26	1.875	vérifiée

V.2. Les poutres :

Les poutres ont pour objectifs la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage (disposées parallèlement aux poutrelles).

V.2.1. Recommandation du RPA 99/V2003 :

a) Coffrage :

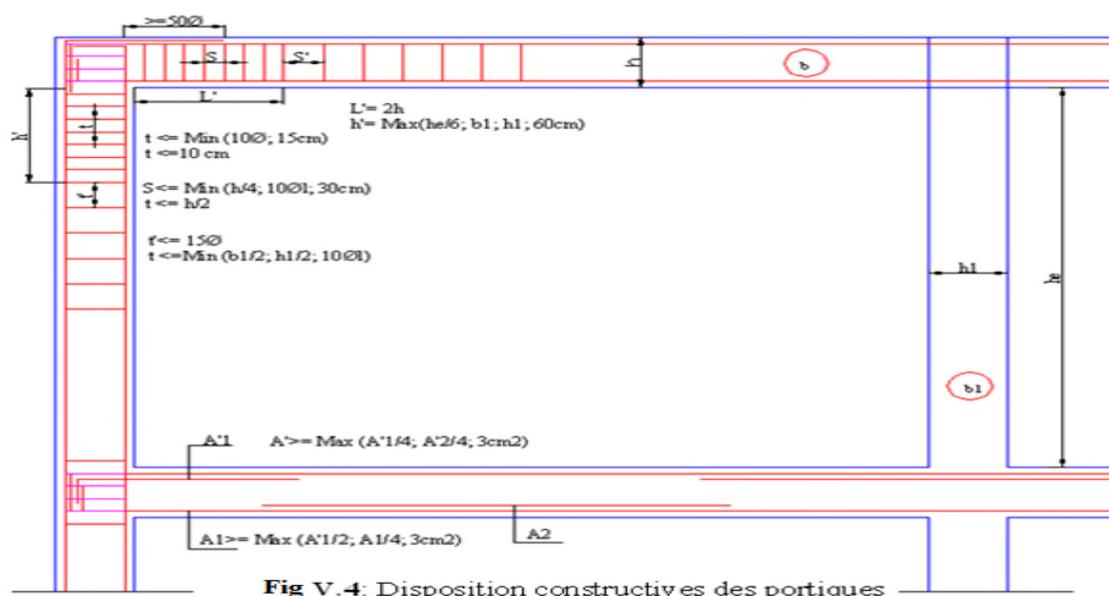
- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (Article 7.5.1)}$$

b) Ferrailage :*RPA99 (Article 7.5.2)***- Les armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $4\% b \times h$ En zone courante.
 - $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.1, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Figure V.1. Dispositions constructives des portiques : RPA 99

- Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

V.2.2. Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

V.2.3. Ferrailages des poutres :

Le ferrailage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{\min}).

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.8 : Tableau récapitulation du ferrailage des poutres.

	Poutres	Section (cm2)	Localisation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{\min} (cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
Terrasse Inaccessible	Poutre Principale	30*40	Appui	8.17	6.00	6HA14=9.24
			Travée	6.41		3HA14+2HA12=6.88
	Poutre Secondaire	30*35	Appui	6.02	5.25	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	4.71		3HA14+2HA12=6.88
Etage courant	Poutre Principale	30*40	Appui	7.58	6.00	5HA14=7.70
			Travée	6.15		3HA14+2HA12=6.88
	Poutre Secondaire	30*35	Appui	6.80	5.25	3HA14+2HA12=6.88
			Travée	5.26		3HA14+2HA12=6.88

b) Les armatures transversales :

❖ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_i^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL91 Art H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1,14; 3)$$

Donc on prend $\phi_i = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$ (un cadre et un étrier)

❖ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_i^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL91 Art H.III.3)}$$

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_i = 8mm \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$ (un cadre et un étrier)

c) **Calcul des espacements des armatures transversales :**

❖ **Poutres principales :**

Selon le **RPA99 Art (7.5.2.2)** :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_i^{\min}\right).$$

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10, 14, 4) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } 15 \text{ cm}$$

❖ **Poutres secondaire**

Selon le **RPA99 Art (7.5.2.2)** :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_i^{\min}\right).$$

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(8,75; 14,4) = 8,75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8,5\text{cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$$

Soit : 15cm

d) Les longueurs de recouvrement

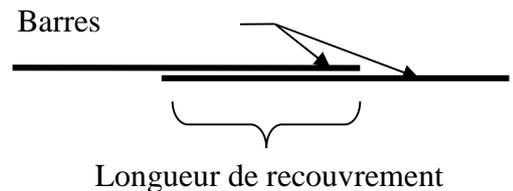
D'après le RPA99 (Art 7.4.2.1)

$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II}$$

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 12 = 48\text{ cm}$ on adopte $L_r = 50\text{ cm}$

$\phi = 14\text{mm}$ $L_r > 40 \times 14 = 56\text{ cm}$ on adopte $L_r = 60\text{ cm}$

$\phi = 16\text{mm}$ $L_r > 40 \times 16 = 64\text{ cm}$ on adopte $L_r = 65\text{ cm}$



e) Vérification des sections armatures transversales :

- ✓ **Poutres principales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 \quad \text{(RPA99 Art 7.5.2.2)}$$

$$A_t^{\min} = 1.57\text{ cm}^2 < A_t = 2.01\text{ cm}^2$$

- ✓ **Poutres secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \quad \text{(RPA99 Art 7.5.2.2)}$$

$$A_t^{\min} = 1.35\text{ cm}^2 < A_t = 2.01\text{ cm}^2$$

V.2.4 Vérifications

V.2.4.1 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 :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right) \quad \text{car FPN}$$

Tableau V.9.verification des contraintes tangentielles

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principales	99.152	0.87	3.33	Vérifiée
Secondaires	51.982	0.53	3.33	Vérifiée

V.2.4.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- ✓ Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- ✓ Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau V.10: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

<i>Poutres</i>	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	<i>Observation</i>
<i>Principale</i>	9.24	99.152	91.298	2.85	-6.86	<i>Vérifiée</i>
<i>Secondaires</i>	6.88	51.982	75.882	1.50	-5.73	<i>Vérifiée</i>

V.2.4.3 Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.11. Vérification de l'état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	66.634	55349.55	10.61	1.27	15	vérifiée
	Travées	56.711	43116.80	9.39	12.35	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	14.98	48277.44	9.69	3.01	15	vérifiée
	Travées	15.257	37748.57	8.58	3.48	15	vérifiée

V.2.4.4 Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau V.12. Vérification de la flèche pour les poutres :

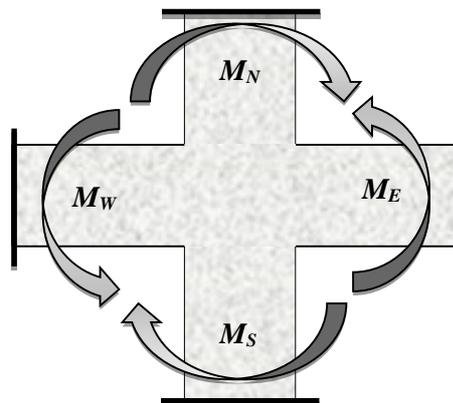
	h_t cm	b cm	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	5.40	9.24	0.074	0.072	0.0088	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	3.50	6.88	0.1	0.072	0.0076	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.2.4.5 Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$



a). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

avec : $z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.13. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	60×60	54	30.29	569.209
2 et 3 ^{ème} étage	55×55	49.5	26.51	456.661
4 et 5 ^{ème} étage	50×50	45	21.36	334.497
6 et 7 ^{ème} étage	45×45	40.5	18.10	255.101
8 et 9 ^{ème} étage	40×40	36	13.57	170.004

b). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales

(Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V.14. Vérification de la zone nodale

Niveau	M _N	M _S	M _{N+M_S}	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Obs
RDC	569.209	569.209	1138.42	109.93	109.93	274.82	vérifiée
Etage1	569.209	569.209	1138.42	109.93	109.93	274.82	vérifiée
Etage2	456.661	569.209	1025.87	109.93	109.93	274.82	vérifiée
Etage3	456.661	456.661	913.32	109.93	109.93	274.82	vérifiée
Etage4	334.497	456.661	668.994	109.93	109.93	274.82	vérifiée
Etage5	334.497	334.497	668.994	109.93	109.93	274.82	vérifiée
Etage6	255.101	334.497	589.598	109.93	109.93	274.82	vérifiée
Etage7	255.101	255.101	510.202	109.93	109.93	274.82	vérifiée
Etage8	170.004	255.101	425.105	109.93	109.93	274.82	vérifiée
Etage9	170.004	170.004	340.008	109.93	109.93	274.82	vérifiée

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

V.3.1 Schémas de ferrailage des poteaux :

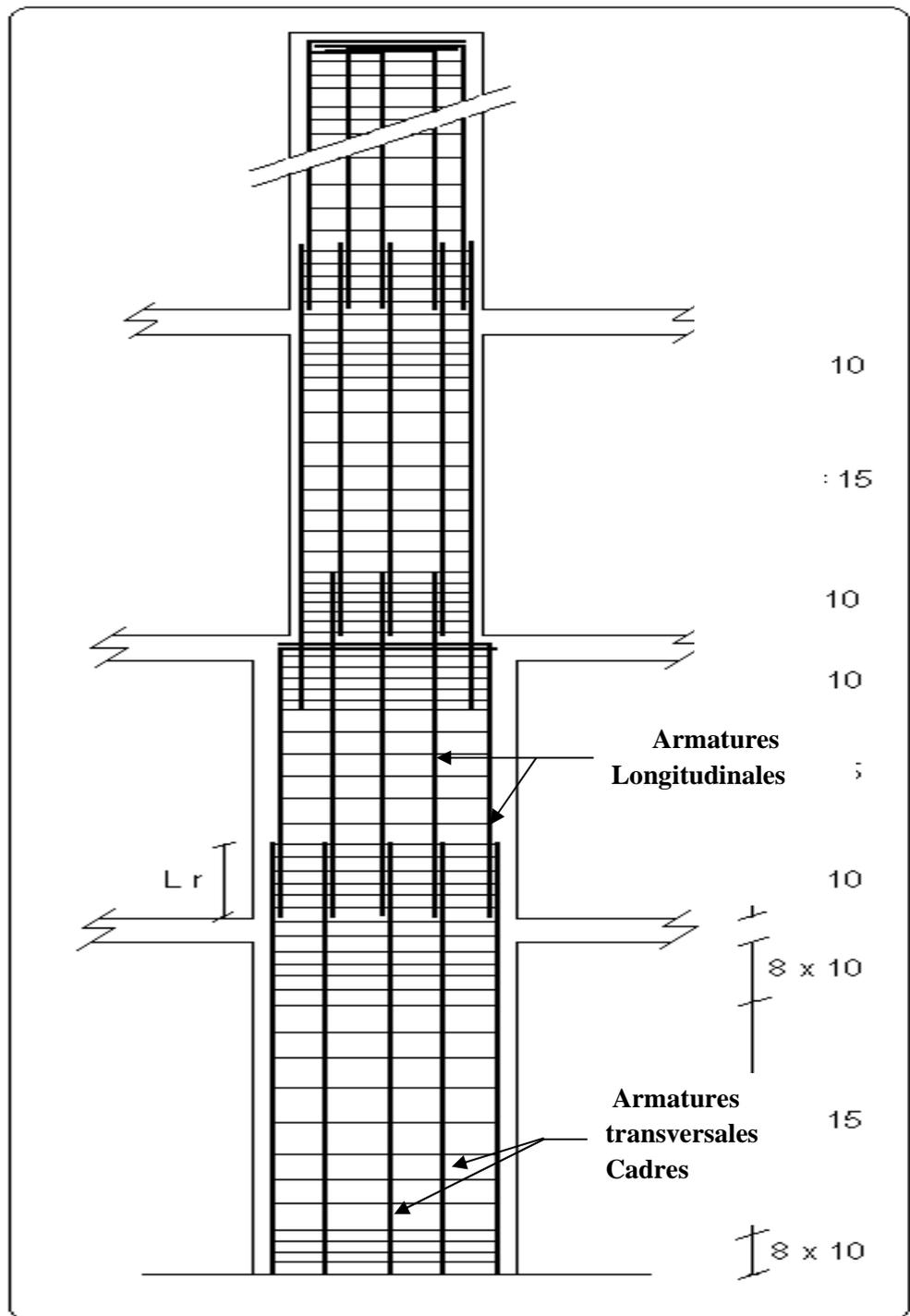
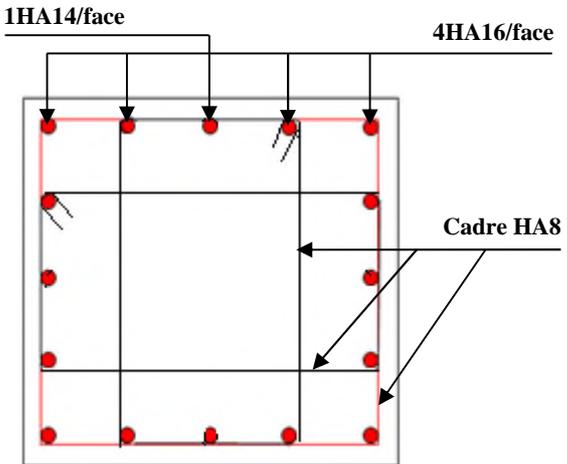
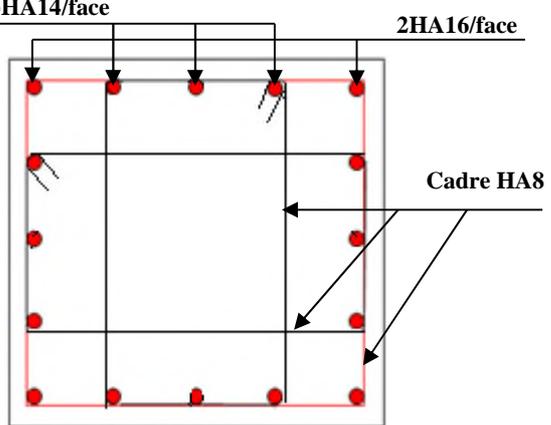
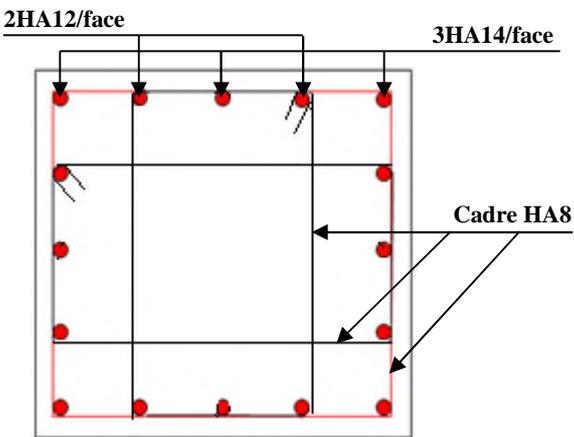
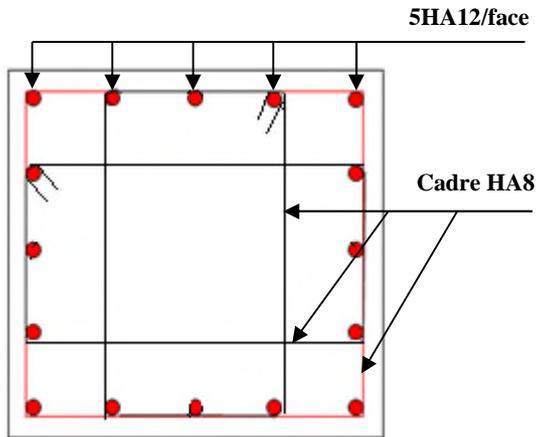
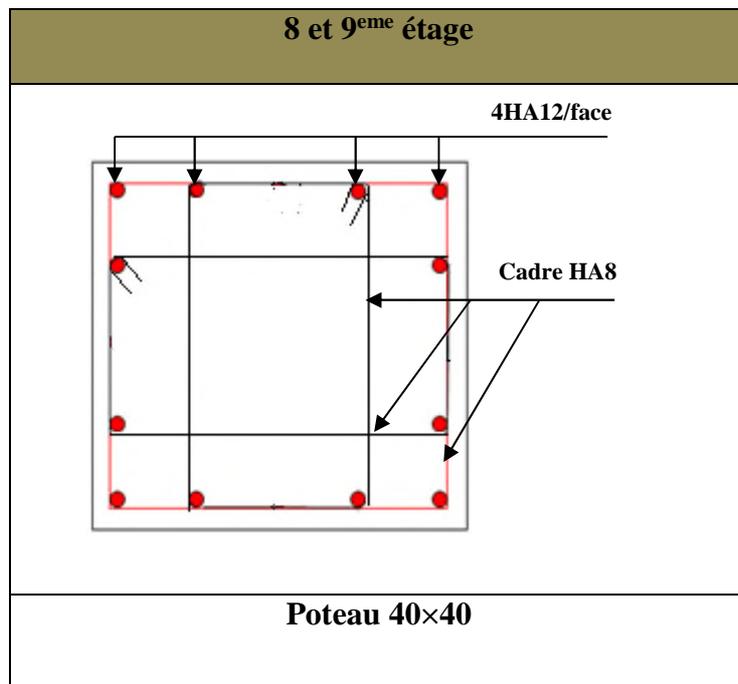


Figure. V.2 : Réduction des sections de

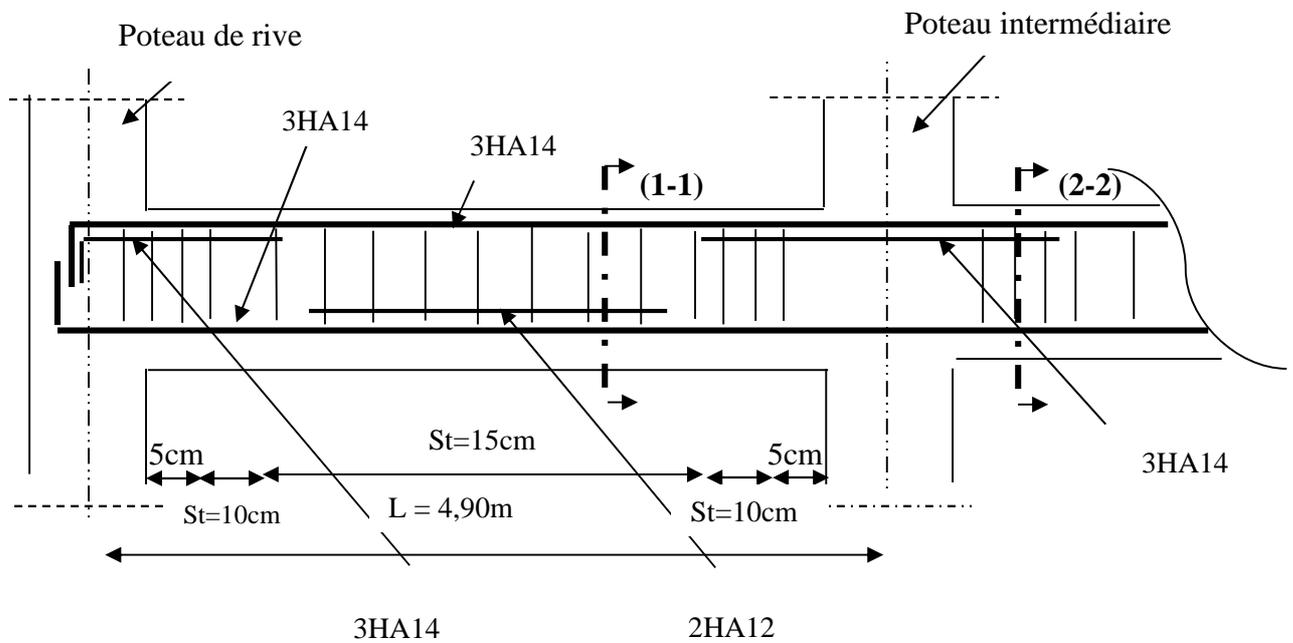
Tableau V.15. Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

RDC et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{ème} étage
 <p>1HA14/face</p> <p>4HA16/face</p> <p>Cadre HA8</p>	 <p>3HA14/face</p> <p>2HA16/face</p> <p>Cadre HA8</p>
<p>Poteau (60×60)</p>	<p>Poteau (55×55)</p>
4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage
 <p>2HA12/face</p> <p>3HA14/face</p> <p>Cadre HA8</p>	 <p>5HA12/face</p> <p>Cadre HA8</p>
<p>Poteau (50×50)</p>	<p>Poteau (45×45)</p>



V.3.2 Schéma de ferrailage des poutres :

a) Poutre principale :



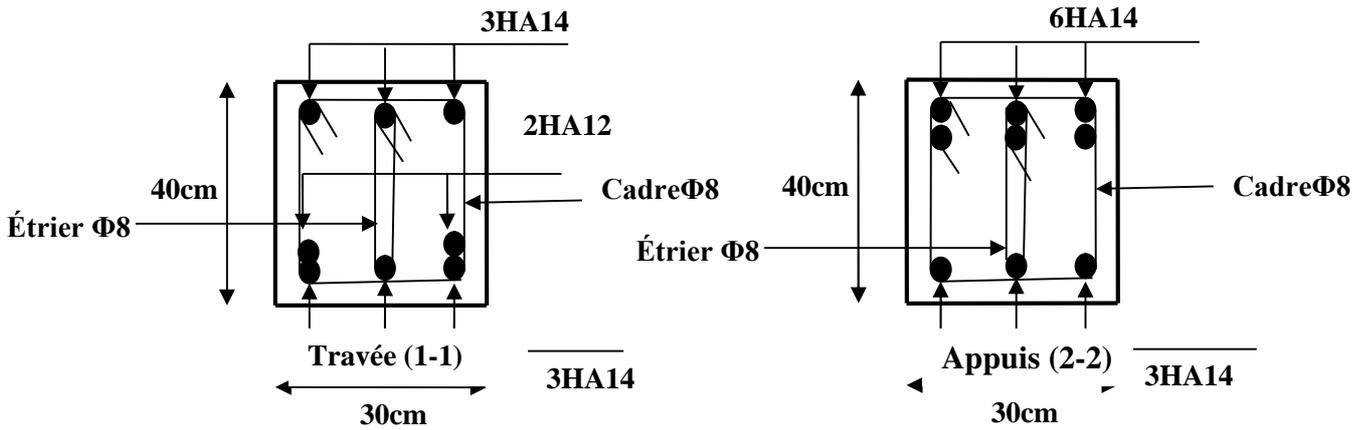


Figure V.3 : schéma de ferrailage de la poutre principale de la terrasse inaccessible

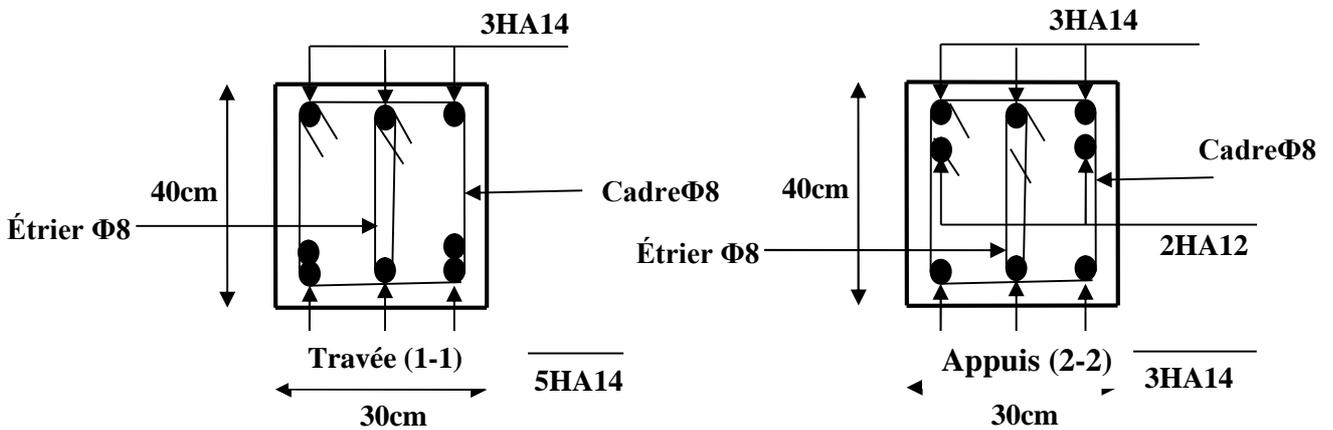


Figure V.4 : schéma de ferrailage de la poutre principale des étages courant

b) Poutre secondaire

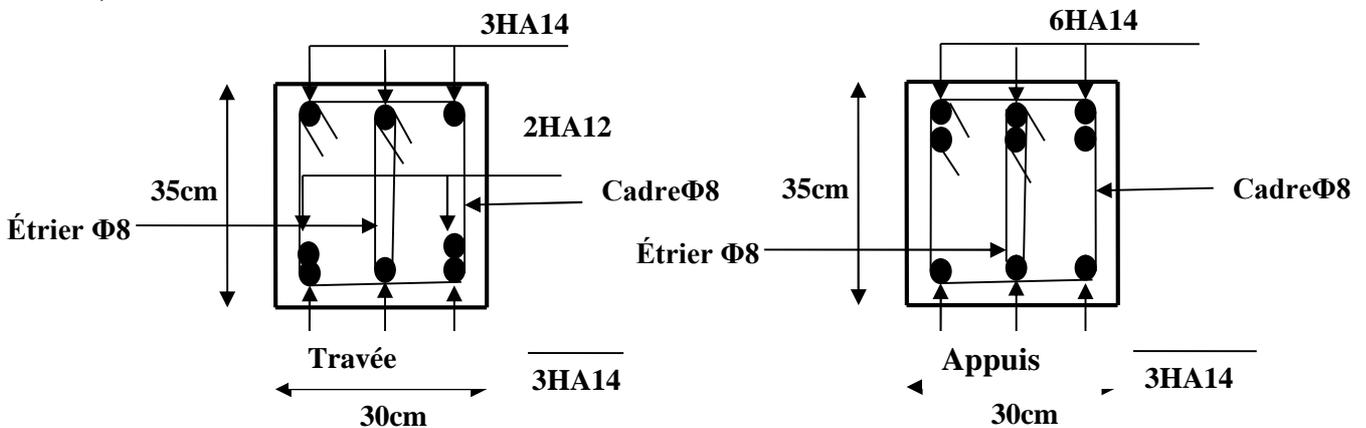


Figure V.5 : schéma de ferrailage de la poutre secondaire des etages courants et de la terrasse

VI.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2.Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.6 bar à une profondeur de 1m.

VI.3.Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1). $G + Q \pm E$

2). $0.8 \times G \pm E$

VI .4.Etude des fondations

Le choix de fondation

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S = \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{48.51394}{0.16} = 305.21m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{\text{bâtiment}} = 436 \text{ m}^2$

On voit bien que la surface des fondations représente 70% de la surface du bâtiment alors on utilise un radier générale avec une surface $S_{\text{rad}} = 436 \text{ m}^2$.

A. Radier général

1. Définition :

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

On choisit un radier général dans les cas suivant :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

2. Dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

– Condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{\text{max}} = 5.55 \text{ m}$)

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{555}{10} = 55.5 \text{ cm}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{555}{20} = 27.75 \text{ cm}$$

Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\text{max}}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen (par manque de données géotechniques, on prend ($K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$)).

b: la largeur de la semelle.

$$\text{On } a : I = \frac{b \times h_t}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 83.5 \text{cm.}$$

Donc : $h \geq 83.5 \text{cm}$.

Condition de cisaillement

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} f_{28} = \frac{0.07}{1.15} 25 = 1.52 \text{MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{m}$

$$V_U = \frac{N_U \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} \quad \tau_U = \frac{48513.94 \times 5.5}{2 \times 436} = 3061. \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{389.39}{1 \times 0.9 \times 0.4 \times 10^3} = 1.08 \text{MPa} \leq 1.52 \text{MPa.}$$

La Condition vérifiée donc on n'a pas besoins d'armature transversale

A partir de ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 85 \text{cm}$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 40 \text{cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 436 \text{m}^2$.

B - Les vérifications

Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous poteaux le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (60×60) cm² le périmètre d'impacte est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A=a+h=0.6+0.9=1.5 \\ B=b+h=0.6+0.9=1.5 \end{cases}$$

$$U_c = 6\text{m}$$

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

$$N_d \leq 2.16\text{MN}$$

Si La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement.

Vérification de la contrainte dans le sol

Calcul des contraintes sous le radier :

- **Sens xx :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_X Y_G}{I_X}$$

N : L'effort normal dû aux charges verticales.

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_X = 12140.8\text{m}^4 \text{ et } X_G = 9.86 \text{ m.}$$

$$I_Y = 34013.9\text{m}^4 \text{ et } Y_G = 11.86\text{m.}$$

$$M_X = 46400.85\text{KN.m, } M_Y = 30151.217 \text{ KN.m.}$$

$$N = 48513.94\text{KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{48.51394}{439.0412} + \frac{46.40085 \times 11.86}{12140.8} = 0.15\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{48.51394}{436} - \frac{24425.99 \times 13.66}{15770.355} = 0.11\text{MPa}$$

VI.5. Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure VI.1**) et on optera le même ferrailage pour tous le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

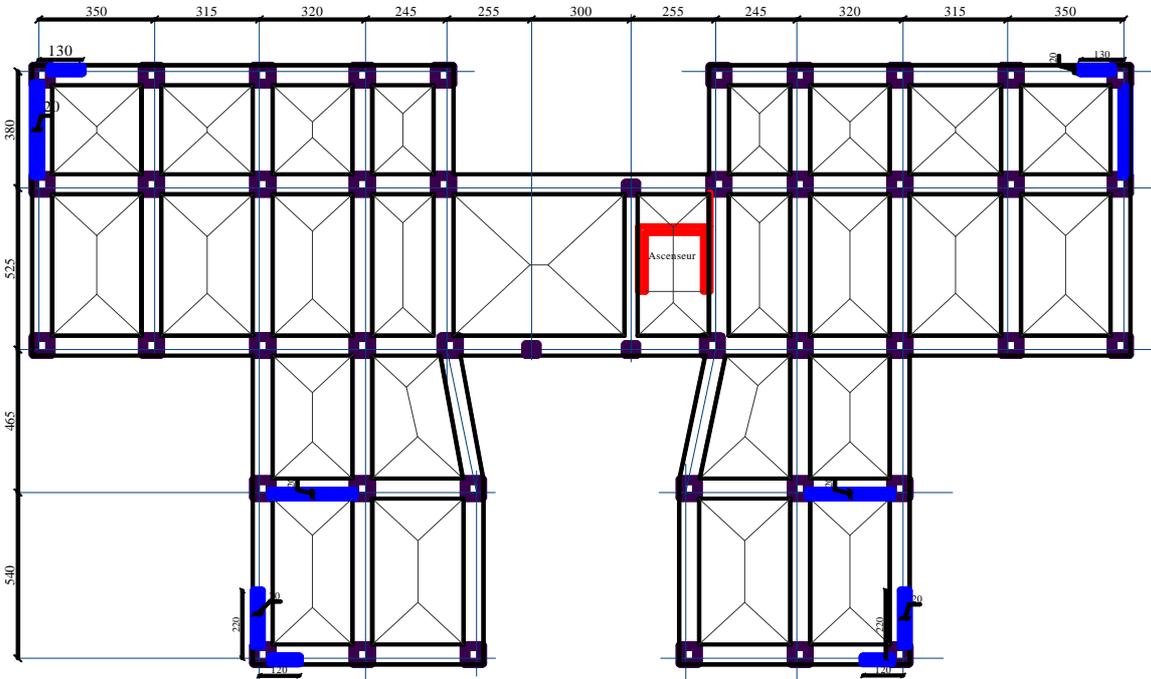


Fig.VI.1. : Schéma de rupture de dalle de radier.

a - Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{totale}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et P_u le poids propre du radier.

$$Q_u = 150.80 \text{ KN/m}$$

$$L_x = 5.25 \text{ m} , L_y = 5.55 \text{ m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.94 \geq 0.4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0.0419 * 5.25 * 150.80 = 174.154 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.8661 * 174.154 = 150.83 \text{ KN.m}$$

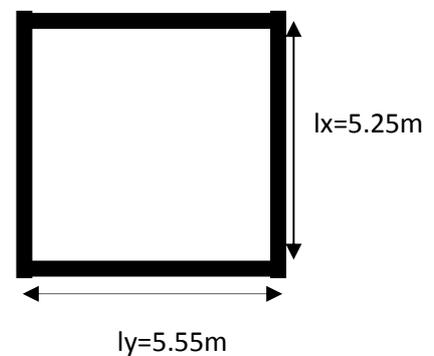


Fig.VI.2 : Dalle sur quatre appuis

Moment en travées

$$M_{tx}=0.75M_x=130.615\text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0.85M_y=128.205\text{KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_{ax}=M_{ay}=-0.5M_x=-87.077\text{KN.m.}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.4) \text{ m}^2$

$$A_{\min x} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times h = 0.0008 \times (3 - 0.94) \times 100 \times \frac{40}{2} = 3.296 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

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

Tableau VI .1. Section des armatures du radier.

Localisation		M_t (KN.m)	A calculée (cm^2/m)	A min (cm^2/m)	A adoptée (cm^2/m)	Choix/ml (cm^2)
Travée	x-x	130.615	10.75	3.296	12.06	6HA16
	y-y	128.205	12.05	3.2	12.06	6HA16
Appui		87.077	7.12	3.296	9.24	6HA14

✓ **Espacement des armatures**

Armature// L_x : $St=16.66 \leq \min(2 \times h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Armature// L_y : $St=16.66 \leq \min(2 \times h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$

Vérification

➤ **A l' ELU**

✓ **Vérification au cisaillement**

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 219.696 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 185.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{219.696 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée, on n'a pas besoin d'armatures transversales.

AI'ELS :

$$\mu_x = 0.0491 \quad \mu_y = 0.9087$$

$$Q_s = 100.087 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_s \times (L_x)^2 = 0.0491 \times 100.087 \times (5.25)^2 = 113.32 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 61.97 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 96.322 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 52.674 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x = 56.66 \text{ KN.m}$$

✓ **Etat limite de compression du béton :**

En travée

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

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

$$\Rightarrow y = 9.58 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 146200.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y)$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	96.322	9.58	146200.57	6.29	251.5
	yy	52.67	9.58	146200.57	3.46	137.63
Appui		56.66	8.56	117799.00	4.11	192.06

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		Choix par (m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	S _t (cm)
Travée	Xx	8HA20	25.13	10.46	117839.78	8.27	178.27	12.5
	Yy	6HA16	52.67	9.58	146200.57	3.46	137.63	16
Appui		6HA16	56.66	8.56	117799.00	4.11	192.06	16

• Schéma de ferrailage.

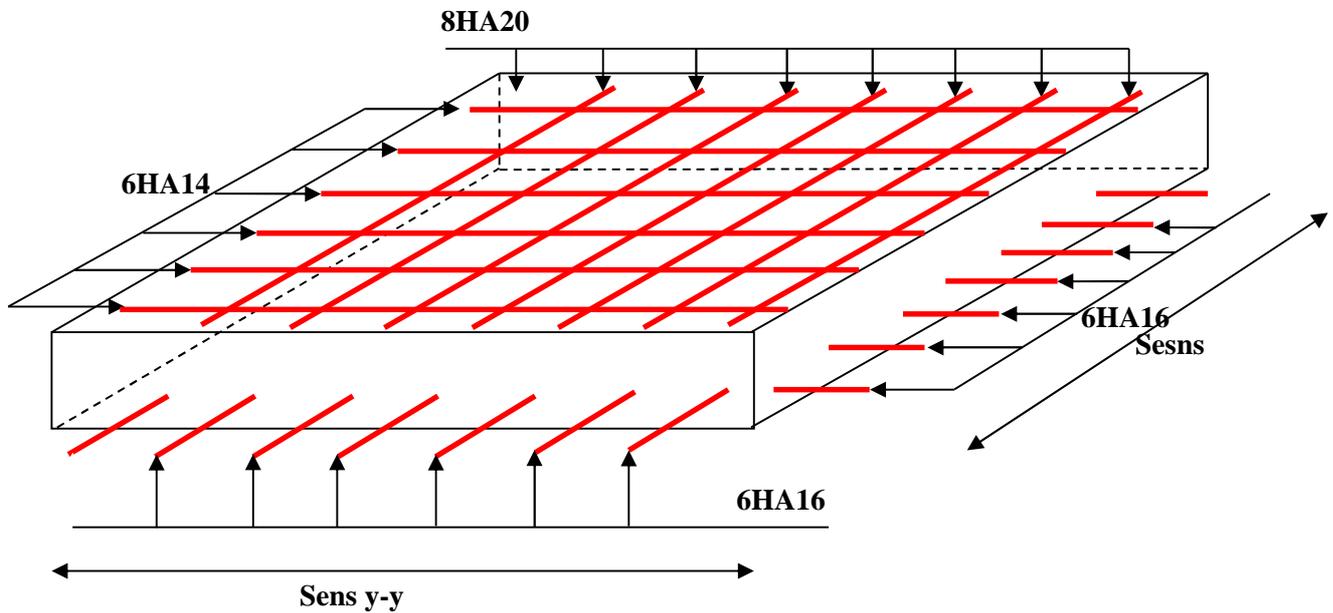


Fig. VI.3 : Schéma de ferrailage de radier.

VI.6.Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures (voir Fig. VI.1), mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;
- P_v charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} ; \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$Q_u = 150.80 \text{ KN/m}^2, Q_s = 100.087 \text{ KN/m}$$

▪ **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)} \text{ Avec :}$$

Les longueurs fictives : $l' = [l \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

▪ **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right); M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x); x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l};$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• **Sens longitudinal (x-x)**

On prend les nervures de rives et intermédiaires.

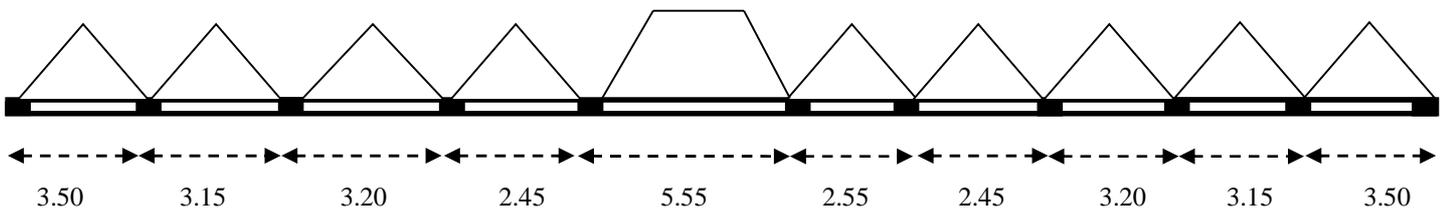


Figure.VI.4. Charges transmises aux nervures secondaires de radier

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

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	3.5	3.5	263.9	0	-295.39	1,43	269,894
B-C	3.15	2.52	237.51	-295.39	-181.77	1,727	58,741
C-D	3.2	2.56	241.28	-181.77	-141.56	1,652	147,498
D-E	2.45	1.96	184.73	-141.56	-586.55	0,242	-136,165
E-F	5.55	4.44	348.66	-586.55	-583.69	2,776	757,325
F-G	2.55	2.04	192.27	-583.69	-89.02	2,284	-82,125

G-H	2.45	1.96	184.73	-89.02	-141.56	1,109	24,613
H-I	3.2	2.56	241.28	-141.56	-181.72	1,548	147,498
I-J	3.15	2.52	237.51	-181.72	-295.39	1,423	58,741
J-K	3.5	3.5	263.9	-295.39	0	2,07	269,894

• Sens transversal (y-y)

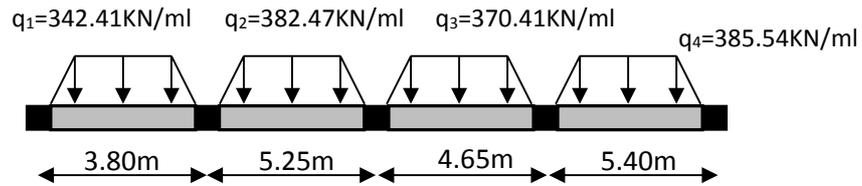


Figure.VI.5.Charges transmises aux nervures principales de radier.

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	3.8	3.8	342.41	0	-693,02	1,367	320,109
B-C	5.25	4.2	382.47	-693,02	-704,17	2,619	619,141
C-D	4.65	3.72	370.41	-704,17	-1029,11	2,136	141,098
D-E	5.4	5.4	385.54	-1029,14	0	3,194	937,838

b.2.Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h=85cm ; h_0=40cm ; b_0=60cm ; d=80cm.$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.40}{10}; \frac{320}{2}\right)$$

$b_1 \leq \min(54;160)$

Soit : $b_1 = 50cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 160cm$

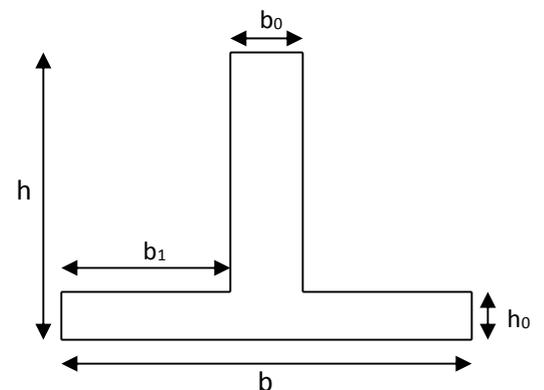


Figure.VI.6 : Section à ferrailier

Tableau VI.6 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.

		$M_u(\text{KN.m})$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}^{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$
X-X	Travée	727.325	26.83	13.91	10HA20=31.41
	appuis	586.55	21.52	13.91	5HA20+5HA16=25.76
Y-Y	Travée	937.838	34.86	13.91	5HA20+5HA25=40.25
	appuis	1029.14	38.41	13.91	5HA20+5HA25=40.25

Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\text{max}} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\text{max}} = 1231.535 \text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} = 1.07 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa.}$$

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\text{min}}\right) = \min(2.42; 7.5; 2.5) = 25 \text{mm} \text{ Soit } \phi_t = 10 \text{mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{t\text{min}}\right) \Rightarrow St \leq \min(21.25; 12; 20) = 12 \text{cm}$$

Soit 5HA10=3.93 cm² (cadre entourant les barres des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux + épingle)

On prend St=10cm en zone nodale et 15cm en travée.

- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : vérification des contraintes des nervures du radier

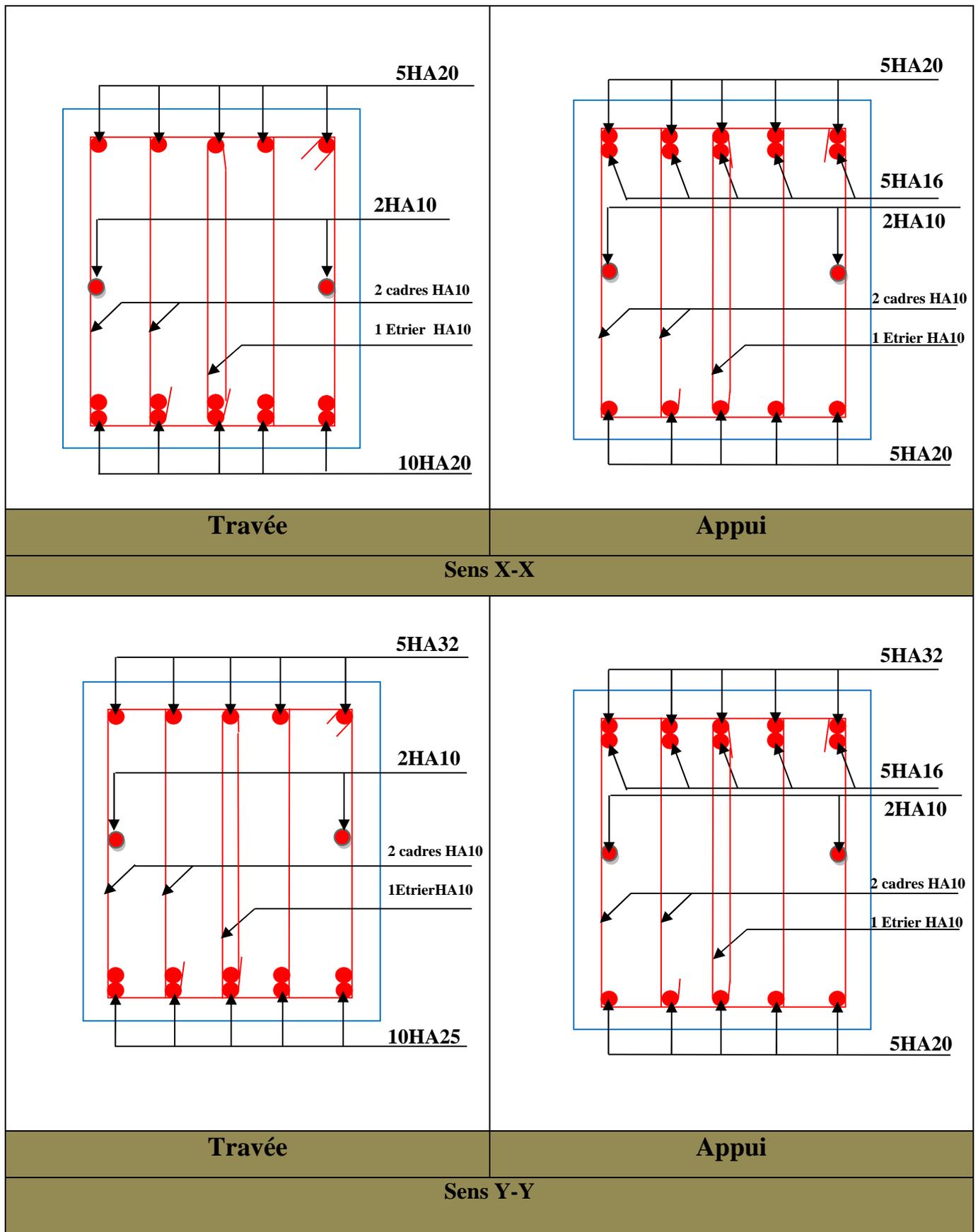
Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M_t	327.984	18.96	2118957	2.93	141.68	Vérifiée
	M_a	264.436	17.39	1795170	2.56	138.34	Vérifiée
y-y	M_t	622.463	20.32	2252630	5.61	211.95	Non vérifiée
	M_a	683.037	20.32	2252630	6.15	232.58	Non vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		Choix des aciers	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Y-Y	travée	10HA25	49.10	22.07	2636699	5.21	187.42
	appui	5HA32+5HA16	50.26	22.28	2685242	5.67	200.13

Tableau VI.8. Schéma de ferrailage des nervures dans chaque niveau



V.3. Étude des voiles :**V.3.1. Introduction :**

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,
 e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

– 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

– 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1,20}$ // à x-x'.

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} étage	$V_{x1,20}$	841.833	606.7176	606.7176	841.233	12.076	595.856	11.692
2 et 3 ^{ème} étage	$V_{x1,20}$	1038.718	310.849	314.389	863.504	5.761	288.361	17.607
4 et 5 ^{ème} étage	$V_{x1,20}$	744.524	126.018	126.259	604.492	83.121	89.398	20.062
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	$V_{x1,20}$	467.303	46.916	174.272	476.92	107.726	111.288	18.843
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	$V_{x1,20}$	252.454	230.507	230.507	252.454	51.063	118.416	14.166

Tableau V.17: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1,30}$ // à x-x'.

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} étage	$V_{x1,30}$	1318.979	2017.691	2122.09	363.376	363.376	2122.09	23.084
2 et 3 ^{ème} étage	$V_{x1,30}$	1435.489	970.281	1141.358	334.512	334.512	1141.358	24.476
4 et 5 ^{ème} étage	$V_{x1,30}$	855.099	320.295	434.711	5.718	5.718	434.711	24.179
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	$V_{x1,30}$	527.18	637.913	637.913	527.18	0.967	572.554	21.391
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	$V_{x1,30}$	357.398	876.7	876.7	357.398	72.368	496.731	14.839

Tableau V.18: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x3,20}$ // à x-x'.

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} étage	$V_{x3,20}$	3335.567	92.834	593.218	2650.028	1461.55	487.9	202.257
2 et 3 ^{ème} étage	$V_{x3,20}$	2733.114	79.029	333.653	2175.023	1191.943	243.754	132.387
4 et 5 ^{ème} étage	$V_{x3,20}$	2003.023	46.032	150.247	1592.486	875.205	97.037	81.035
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	$V_{x3,20}$	1293.954	39.973	460.521	1021.862	576.168	415.488	160.844

8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	$V_{x3,20}$	1132.191	15.305	154.399	750.635	496.109	148.095	30.105
--	-------------	----------	--------	---------	---------	---------	---------	--------

Tableau V.19: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y2,20}$ // à y-y'.

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} étage	$V_{y2,20}$	1388.155	171.995	5415.79	1134.215	614.867	5220.207	101.764
2 et 3 ^{ème} étage	$V_{y2,20}$	1101.453	159.152	3936.022	836.653	551.492	3752.749	94.615
4 et 5 ^{ème} étage	$V_{y2,20}$	1030.584	97.944	3232.585	973.29	321.794	3120.942	138.712
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	$V_{y2,20}$	765.26	136.417	2249.569	608.447	356.738	2087.887	89.511
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	$V_{y2,20}$	397.49	109.070	769.701	349.221	153.298	630.828	86.221

Tableau V.20: Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{y3,06}$ // à y-y'.

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} étage	$V_{y3,06}$	1841.133	149.003	7300.789	1446.967	897.48	7146.963	268.368
2 et 3 ^{ème} étage	$V_{y3,06}$	1488.867	111.607	4582.064	1126.643	766.925	4471.822	172.566
4 et 5 ^{ème} étage	$V_{y3,06}$	1066.782	3.367	2546.163	756.578	547.277	2560.494	101.474
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	$V_{y3,06}$	765.828	45.468	3329.66	595.442	381.067	3282.33	200.735
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	$V_{y3,06}$	575.638	212.799	1261.652	380.336	269.336	1210.102	55.438

V3.3 calcul du ferrailage des voiles :

Le calcul des voiles sont fait pour les sollicitations les plus défavorables et les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Tableau V.21 : Ferrailage du voile Vx1.20

Niveau	RDC, Etage 1	Etage2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9
Section (cm ²)	20×120	20×120	20×120	20×120	20×120
M(KN.m)	595.856	288.361	126.259	46.916	230.507
N(KN)	12.076	5.761	744.524	467.303	252.454
V (KN)	11.692	17.607	20.06	18.843	16.166
τ (MPa)	0.076	0.114	0,13	0,122	0,120
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	13.95	6.75	13.245	10.96	3.86
A_v^{min} (cm ²)	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
A_v^{adop} (cm ²)	14.38	13.56	13.56	13.56	9.48
N^{bre} /par face	10HA12+2HA14	12HA12	12HA12	12HA12	12HA10
S_t (cm)	10	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)	0.09	0.14	0.16	0.14	0.13
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V. 22: Ferrailage du voile Vx1.30

Niveau	RDC, Etage 1	Etage2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9
Section (cm ²)	20×130	20×130	20×130	20×130	20×130
M(KN.m)	2122.09	1141.358	434.711	572.554	876.7
N(KN)	363.576	334.512	5.718	0.967	357.398
V (KN)	23.084	24.47	24.179	21.391	14.839
τ (MPa)	0.138	0.146	0,145	0,128	0,089
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	42.092	21.058	9.40	12.46	15.82
A_v^{min} (cm ²)	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9

A_v^{adop} (cm ²)	43.46	21.56	12.42	13.10	15.82
N^{bre} /par face	6HA16+10HA20	14HA14	2HA12+10HA10	6HA12+8HA10	14HA12
S_t (cm)	10	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)	0.17	0.18	0.18	0.16	0,11
A_h^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.23 : Ferrailage du voile Vx3.20

Niveau	RDC, Etage 1	Etage2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9
Section (cm ²)	20×320	20×320	20×320	20×320	20×320
M(KN.m)	92.834	79.029	46.032	39.973	15.305
N(KN)	3335.567	2733.114	2003.023	1293.954	1132.191
V (KN)	202.257	132.387	81.035	160.44	30.105
τ (MPa)	0.492	0.332	0,167	0,197	0,073
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	64.174	52.63	38.366	24.964	21.498
A_v^{min} (cm ²)	9.60	9.60	9.60	9.60	9.60
A_v^{adop} (cm ²)	64.97	52.88	38.44	25.57	22.70
N^{bre} /par face	16HA20+3HA25	13HA20+6HA16	16HA16+3HA20	10HA14+9HA12	16HA12+3HA14
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.61	0.25	0.25	0.25	0,09
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.24 : Ferrailage du voile Vy2.20

Niveau	RDC, Etage 1	Etage2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9
Section (cm ²)	20×220	20×220	20×220	20×220	20×220
M(KN.m)	5220.207	3752.749	3120.94	2087.887	109.49
N(KN)	614.867	551.492	321.794	356.738	397.49
V (KN)	101.764	94.615	138.712	89.511	86.221
τ (MPa)	0.360	0.334	0,49	0,0.316	0,305
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	59.739	41.712	36.232	22.645	10.252
A_v^{min} (cm ²)	6.60	6.60	6.60	6.60	6.60
A_v^{adop} (cm ²)	61.17	42.34	38.58	24.86	17.38
N^{bre} /par face	8HA16+15HA20	4HA14+18HA16	10HA16+12HA14	22HA12	22HA10
S_t (cm)	10	10	10	10	10
A_h^{cal} (cm ²)	0.45	0.42	0.61	0.40	0,38
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	9.18
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	1.58	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par Plan	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.25 : Ferrailage du voile Vy3.06

Niveau	RDC, Etage 1	Etage2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9
Section (cm ²)	20×306	20×306	20×306	20×306	20×306
M(KN.m)	7146.963	4471.822	3.363	3282.33	212.799
N(KN)	897.48	766.925	1066.782	381.067	575.638
V (KN)	268.368	172.566	101.474	200.735	55.438
τ (MPa)	0.682	0.439	0.258	0.510	0.141
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	55.338	32.319	20.064	25.764	14.705
A_v^{min} (cm ²)	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18
A_v^{adop} (cm ²)	55.77	32.34	23.73	26.19	17.95
N^{bre} /par face	12HA20+9HA16	21HA14	21HA12	15HA12+6HA14	4HA12+17HA10

$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20
$A_h^{cal} (\text{cm}^2)$	0.85	0.55	0.32	0.40	0,18
$A_h^{min} (\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop} (\text{cm}^2)$	2.26	2.26	1.58	1.58	1.58
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t(\text{cm})$	20	20	20	20	20

V.3.4 Schéma de ferrailage :

On prend comme exemple le voile Vy3.06 au niveau des 2 et 3 étages

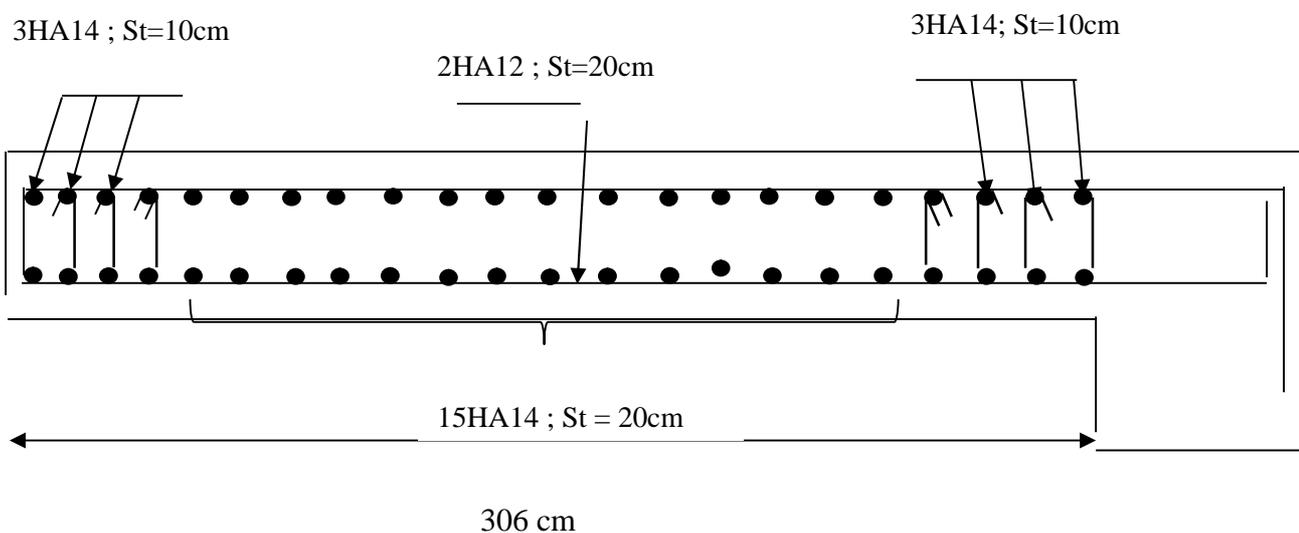


Figure V7. schéma de ferrailage du voile Vy3.06 du 2 et 3 étage

➤ Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux, après cette étude on a conclu que :

- ✓ Pour les poteaux, les poutres et les voile, les sollicitations adoptées pour le calcul de ferrailage sont extraite du logiciel SAP Structurale Analysis.
- ✓ Les différents ferrillages adoptés pour les éléments structuraux respectent les recommandations du RPA99/2003 et du BAEL.

Conclusion générale

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à suivre pour mener à bien un projet de construction. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation du logiciel SAP2000 version 14.

Cette étude nous a aussi permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus universitaire, et en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons:

1. La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
2. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques.
3. Les sections des poteaux choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
4. La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
5. Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
6. Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
7. La modélisation de l'escalier influe directement sur la nature des modes de vibration, car l'escalier a une rigidité au moins comparable à celle des autres éléments structuraux et donc influe sur la position du centre de torsion, donc il s'avère nécessaire d'en tenir compte dans la modélisation.
8. Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

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

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

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	1.0
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

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine		Passage libre de porte	Dimensions de gaine		Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG		
630 8 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140	
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	150	160	
800 10 pers.	1,00	2 v	12	32	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	135	140	
	1,60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220		80 x 200	180 x 210	150	160	
1000 13 pers.	1,00	2 v	12	32	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	140	140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	140	140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	140	140	
	1,60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	155	160	
	2,50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	180	220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	180	220	
	4,00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230		110 x 210	240 x 230	320		
1250 16 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	140	160	
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	140	160	
	1,60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	155	160	
2,50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	180	220		
	TD 2	31	80	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	180	220		
4,00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230		110 x 210	260 x 230	320			
1600 21 pers.	1,00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	140	160	
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	140	160	
	1,60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	155	160	
	2,50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	180	220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	180	220	
	4,00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	320		
6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230		110 x 210	260 x 260	400			

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-11. (3) La puissance est calculée suivant la norme C-15-105 et C-15-105.

(1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses; Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse); ACVF = Variation continue de fréquence; Dy MV = Dynatron (variation continue de vitesse); TD 2 = Transatron (variation de tension sans treuil).

Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Maintenance	collective (descente sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance max 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			
	BO	TO	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	380	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	67	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	142	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	32000	12000	2000
530		260	500	240	160 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	32000	12000	2500
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	35000	13500	2500
540		260	520	240	200 x 120	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	36000	14000	3000
590		260	520	280	230 x 140	⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	38000	18000	5000
						⊘	⊘	⊘	⊘	⊘	38000	19500	7000



Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés (autorisation d'emploi n° 0011). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. Si essai d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.

Annexe 5
Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91)
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R) charges et surcharges d'exploitations

Autres document consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Logiciel utilisés :

- SAP2000
- SOCOTEC
- AUTOCAD