

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique*  
Université A. MIRA - Bejaia

Faculté de Technologie

Département de génie civil

Filière : génie civil

Option : Structures



Mémoire de Fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de

**MASTER**

***Thème***

*Etude d'un Bâtiment (R+9+unsous-sol) à  
Usage d'Habitation et commerce contreventé  
par un système mixte voiles-portiques en  
béton armé*

Réalisé par :

*BERRAHRAH HANANE*

*MOUHOUBI CYLIA*

Encadré par :

*M<sup>M</sup> : HAMOUCHE*

Devant le jury composé

*M<sup>r</sup> KHEFFACHE*

*M<sup>r</sup> SI SALEM*

**Année universitaire : 2020 / 2021**

# Remerciement

Tout d'abord nous tenons à remercier le bon dieu pour nous avoir guidés à bien mener ce travail.

Nos remerciements les plus vifs et chaleureux vont à notre promotrice Mme Hamouche, pour son aide, sa disponibilité et son soutien.

Nous adressons notre reconnaissance à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions également les membres de jury qui ont bien voulu nous faire l'honneur d'évaluer notre travail

## *Dédicace*

*Je remercie dieu tout puissant de m'avoir donnée la santé et le courage Pour terminer ce modeste travail*

*Je dédie ce travail à :*

*Mes très chères parents en leurs disant :*

*Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritées en remerciement pour les sacrifices que vous n'avez pas cessé de faire depuis ma naissance, durant mon enfance et tout au long de mon cursus scolaire*

*Vous avez fait tous ce que les parents peuvent faire et même plus pour me guider vers la réussite et je vous en suis reconnaissante.*

*Je vous dédie ce travail en guise de témoignage de mon amour pour vous en espérant que vous seraient fière de moi.*

*Puisse dieu vous protège et vous accorde une longue vie.*

*A mes très chères sœurs qui n'ont jamais cessées d'être pour moi, exemple de*

*Courage et générosité*

*A mon cher frère khlil*

*Je n'oublie surtout pas mes amis avec qui j'ai passée des années durant tout*

*mon cursus universitaire*

*Hanane*

## *Dédicace*

*Je remercie dieu tout puissant de m'avoir donnée la santé et le courage  
Pour terminer ce travail*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma tendre Mère : Tu représentes pour moi la source de tendresse et  
l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager. Tu as fait  
plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin  
dans leur vie et leurs études.*

*A mon très cher Père : Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour,  
l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours pour vous. Ce  
travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon  
éducation et ma formation le long de ces années.*

*A mes chers frères : Lyes Samira Mouhend Ghiles Yacine*

*A ces deux personnes qui m'ont vraiment aidé : Hocine et Housseem*

*A tous mes amis (es) surtout : Sonia Dania Dihia Cylia*

*A ceux qui m'ont encouragé de près ou de loin*

**CYLIA**

## Symboles et notations

Symboles	Notations
A', As	Section d'aciers comprimés et section d'aciers tendus
At	Section d'un cours d'armature transversal.
A	Coefficient d'accélération de zone.
$\alpha$	Coefficient de la fibre neutre
B	Aire d'une section de béton.
Br	Section réduite.
b	La largeur
b <sub>0</sub>	Epaisseur brute de l'âme d'une section, largeur de la nervure.
$\beta$	Coefficient de pondération.
Ct	Coefficient qui dépend du système de contreventement.
C	La cohésion du sol.
d	Hauteur utile.
D	Diamètre.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
E	Module d'élasticité longitudinale.
Ei	Module d'élasticité instantanée.
Ev	Module de Yong différé.
Es	Module d'élasticité de l'acier.
e	Excentricité, épaisseur
F	Force ou action.
f <sub>bu</sub>	Contrainte de compression du béton à l' ELU.
f <sub>e</sub>	Limite d'élasticité de l'acier
f <sub>c28</sub>	Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f <sub>t28</sub>	Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
f <sub>ji</sub>	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
f <sub>gi</sub>	Flèche instantanée due aux charges permanentes.

$f_{qi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
$f_{gv}$	Flèche différée due aux charges permanentes.
$\Delta f_t$	La flèche totale.
$\Delta f_{tadm}$	La flèche admissible.
F	Coefficient de sécurité = 1.5
G	Charge permanente.
H	Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation.
ht	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.
$h_0$	Épaisseur de la dalle de compression.
he	Hauteur libre d'étage.
hr	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.
$I_f$	Moment d'inertie fissuré.
L	Portée d'un élément.
$L_{max}$	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
$L_x$	Distance entre nus de poutrelles.
$L_y$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles
M	Moment.
$M_a$	Moment en appui.
$M_t$	Moment en travée.
$M_0$	Moment isostatique
$M_u$	Moment de calcul ultime.
$M_{ser}$	Moment de calcul de service.
$M_g$ et $M_d$	Moment à gauche et à droite.
$N_s$	Effort normal de service.
$N_u$	Effort normal ultime
N	Effort normale du aux charges verticales.
n	Coefficient d'équivalence.
Q	Charge d'exploitation / Facteur de qualité.
q	Chargement.

qu	Charge ultime.
qs	Charge de service.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément, surface
Sr	Surface du radier.
St	Espacement des armatures.
T	Effort tranchant.
T1, T2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
V	Effort tranchant.
W	Poids propre de la structure.
Y	Cordonnée de la fibre neutre.
Z	Bras de levier
Z	Profondeur au-dessous de la fondation.
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton à l'ELS.
$\sigma_{st}$	Contrainte de traction dans l'acier
$\nu$	Coefficient de poisson
$\sigma$	Contrainte normale.
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau.
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité concernant le béton.
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
$\sigma_{adm}$	Contrainte admissible au niveau de la fondation.
$\tau$	Contrainte de cisaillement.
$\mu_l$	Moment réduit limite.
$\mu_u$	Moment ultime réduit.
$\lambda_i$	Coefficient instantané.
$\lambda_v$	Coefficient différé.
$\xi$	Pourcentage d'amortissement critique.
$\eta$	Facteur d'amortissement
$\phi$	Angle de frottement interne du sol (degrés).

## **Introduction générale**

### **Chapitre I : Généralité**

I.1 : Introduction .....	1
I.2 : Description et présentation de l'ouvrage .....	1
I.3 : Caractéristique de la structure .....	1
I.4 : Les données de site .....	1
I.5 : Les matériaux utilisés.....	1
I.6 : Les règles et normes utilisées .....	2
I.6.1 : Béton .....	2
I.6.2 : Aciers .....	4
I.7 : Etat limite de calcul .....	6
I.8 : Conclusion .....	7

### **Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments**

II.1.INTRODUCTION .....	8
II.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	8
II.2.1. plancher .....	8
II.2.1.1.Planchers corps creux .....	8
II.2.1.2.Les dalles pleines.....	11
II.2.2 : Les poutres .....	12
II.2.2.1 : Les poutres Principales.....	12
II.2.2.1 : Les poutres Secondaires.....	12
II.2.3.Les poteaux.....	13
II.2.4.Les voiles.....	13
II.2.5 : Les escaliers .....	14
II.2.6 : L'acrotère.....	16



II.2.7 :L'ascenseur.....	16
II.3 : Evaluation de charges et surcharges .....	17
II.4 : La descente de charge .....	19
II.5 : Conclusion.....	25

### **Chapitre III : Etude des éléments secondaires**

IV.1 : Introduction.....	26
IV.2 : Etude des poutrelles.....	67
IV.3 : Etude de la dalle pleine.....	70
IV.4 : Etude de l'escalier .....	74
IV.5 : Etude de la poutre palière .....	78
IV.6 : Etude de l'acrotère .....	79
IV.7 : Etude de l'ascenseur .....	81
IV.8 : Conclusion .....	82

### **Chapitre IV : Etude dynamique**

IV.1 : Introduction.....	67
IV.2 : Méthode de calcul.....	67
IV.3 : La détermination des Paramètres du Spectre de réponse de calcul.....	70
IV.4 : Modélisation.....	74
IV.5 : Détermination du poids total de la structure .....	78
IV.6 : Caractéristiques géométriques de la structure.....	79
IV.7 : Méthode statique équivalente .....	81
IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit.....	82
IV.9 : Vérification des déplacements latéraux inter-étages.....	82
IV.10 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-D.....	84
IV.11 : Conclusion .....	86

## **Chapitre V: Etude des éléments structuraux**

V.1: Introduction.....	87
V.2: Etude des poteaux.....	87
V.3: Etude des poutres.....	96
V.4: Etude des voiles.....	104
V.5: Conclusion.....	114

## **Chapitre VI: Etude de l'infrastructure**

VI.1: Introduction.....	115
V.2: Etude du radier général nervuré.....	115
V.3: Ferrailage du voile périphérique.....	123
VI.4: Conclusion.....	126

## **Conclusion général**

## **Bibliographie**

## **Annexes**

## **Les Plans**

# Liste des figures

<b>Chapitre I : Généralité</b>	
Figure I.1 : Diagramme des contraintes-déformation du béton	3
Figure I.2 : Diagramme des contraintes –déformation de l’acier	4
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement</b>	
Figure II.1 : Composantes des planchers à corps creux	8
Figure II.2 Coupe transversale d’une poutrelle	9
Figure II.3 : La disposition des poutrelles plancher habitation	10
Figure II.4 : La dalle pleine sur 4 appuis	11
Figure II.5 : Coupe d’un voile en élévation	13
Figure II.6 : Schéma de terminologie d’escalier	14
Figure II.7 : Schéma de la volée	15
Figure II.8 : La coupe transversale de l’acrotère	16
Figure II.9 : La surface afférente du poteau	20
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires</b>	
Figure III.1 : Schéma statique de poutrelle type 2	27
Figure III.2 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	40
Figure III.3 : Schéma de la dalle pleine	41
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine C4 avec la coupe A-A	45
Figure III.5 : Schéma statique de l’escalier	46
Figure III.6 : Coupe sur la droite	46
Figure III.7 : Coupe sur la gauche	47
Figure III.8 : Schéma des diagrammes de moment fléchissant et de l’effort tranchant	47
Figure III.9 : Schéma de ferrailage de l’escalier	50
Figure III.10 : Schéma statique de la poutre palière	50
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	54
Figure III.12 : Coupe transversale de de l’acrotère	54
Figure III.13 : Schéma statique sur l’acrotère	55
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de l’acrotère	58
Figure III.15 : Schéma de l’ascenseur	59
Figure III.16 : Schéma de la surface d’impacte	62
Figure III.17 : Schéma de ferrailage de l’ascenseur	66
<b>Chapitre V : Etude dynamique</b>	
Figure IV.1 : Modélisation de la structure (vu en plan)	69
Figure IV.2 : Modélisation de la structure (vu en 3D)	69

Figure IV.3 : Le spectre de calcul	73
Figure IV.4 : Disposition des voiles	75
Figure IV.5 : 1ère mode de déformation (translation suivant x-x)	77
Figure IV.6 : 2ème mode de déformation (translation suivant y-y)	77
Figure IV.7 : 3ème mode de déformation (torsion au tour de z-z)	78
Figure IV.8 : Schéma de l'effet de P- $\Delta$ sur la structure	84
<b>Chapitre V : Etude des éléments structuraux</b>	
Figure V.1 : Superposés (avec alternance dans l'orientation)	97
Figure V.2 : Schéma de ferrailage des poutres principales (commerce)	103
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poutres principale (habitation + terrasse)	103
Figure V.4 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire	104
Figure V.5 : disposition des armatures verticales	105
Figure V.6 : Schéma d'une voile pleine	106
Figure V.7 : Schéma de ferrailage de voile V1	112
Figure V.8 : Schéma de ferrailage de voile V2 (sous-sol + RDC + 1er étage)	113
Figure V.9 : Schéma de ferrailage de voile V2 (2ème et 3ème étage)	113
Figure V.10 : Schéma de ferrailage de voile V2 (de 4ème au 9ème étage)	114
Figure V.11 : Schéma de ferrailage de voile V3	114
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	
Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	116
Figure VI.2 : Composante de la dalle du radier	117
Figure VI.3 : Schéma de transmission des charges 1	118
Figure VI.4 : Schéma de transmission des charges 2	119
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier en appui	123
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du radier en travée	123
Figure VI.7 : Schéma statique du voile périphérique	124
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de voile périphérique	126

# Liste des tableaux

<b>Chapitre I : Généralité</b>	
Tableau I.1 : Les caractéristiques mécanique des aciers	4
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments</b>	
Tableau II.3.1 : Evaluation des charges du plancher étage courant et RDC	17
Tableau II.3.2 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	18
Tableau II.3.3 : Evaluation des charges sur dalle pleine	18
Tableau II.3.4.1 : Evaluation des charges du palier	18
Tableau II.3.4.2 : Evaluation des charges de la volé	19
Tableau II.3.5 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs	19
Tableau II.6 : Résumé de la descente de charge pour poteau B4	22
Tableau II.7 : Vérification des poteaux à la compression simple	23
Tableau II.8 : Vérification de la stabilité de forme	25
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires</b>	
Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles	26
Tableau III.2 : Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle	27
Tableau III.3 : Sollicitations des différents types de poutrelles	28
Tableau III.4 : Sollicitation maximale dans les poutrelles	29
Tableau III.5 : résumé de ferrailage longitudinal et transversal des différents niveaux	31
Tableau III.6 : vérifications de l'effort tranchant en travée	33
Tableau III.7 : Vérification de l'effort tranchant en appuis intermédiaire	33
Tableau III.8 : Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive	33
Tableau III.9 : de l'état limite de compression de béton	34
Tableau III.10 : Vérification de la flèche	37
Tableau III.11 : Vérification de la flèche après le redimensionnement	38
Tableau III.12 : Schéma de ferrailage des poutrelles	39
Tableau III.13 : Ferrailage de la dalle c 4 sur quatre appuis	41
Tableau III.14 : ferrailage de la dalle C 3 sur le plancher habitation + sous-sol	43
Tableau III.15 : Ferrailage de la dalle C 3 et C4 sur le plancher terrasse inaccessible	44
Tableau III.16 : Ferrailage de la dalle pleine C 3 et C4 sur le plancher RDC	44
Tableau III.17 : récapitulatif des vérifications au cisaillement dans différents types de dalles	44
Tableau III.18 : récapitulatif des vérifications des contraintes	45
Tableau III.19 : Ferrailage des escaliers	48
Tableau III .20: Ferrailage de la poutre palier	51
Tableau III.21 : Ferrailage de la poutre palière	53
Tableau III .22 : la combinaison d'action de l'acrotère	55
Tableau III.23 : Ferrailage de l'asenseur	60
Tableau III .24 : Vérification des contraintes à l'ELS	61
Tableau III .25 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur	64
Tableau III .26 : Vérification des contraintes à l'ELS	66
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	
Tableau IV.1 : Valeur des pénalités	71
Tableau IV.2 : Valeur du facteur d'amplification dynamique moyenne	72
Tableau IV.3 : Le pourcentage des charges verticales sur les éléments porteurs	74
Tableau IV.4 : Le pourcentage des charges horizontales dur les éléments porteurs	74
Tableau IV.6 : Vérification de participation des masses modales	76
Tableau IV.7 : les masses et les poids de chaque étage	79
Tableau IV.8 : Les résultats de centre de masse/rigidité et l'excentricité	81
Tableau IV.9 : Vérification de la force sismique V	81
Tableau IV.10 : Vérification de l'effort normal réduit	82
Tableau IV.11 : Le déplacement inter-étage dans le sens XX	83
Tableau IV.12 : Le déplacement inter-étage dans le sens YY	84
Tableau IV.13 : Vérifications de l'effet P-D	85

<b>Chapitre V : Etude des éléments structurant</b>	
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales dans les poteaux	88
Tableau V.2 : Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux	89
Tableau V.3 : Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités de chaque étage	92
Tableau V.4 : Ferrailage transversal dans les poteaux	93
Tableau V.5 : Vérification des poteaux au flambement à chaque étage	93
Tableau V.6 : Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux	94
Tableau V.7 : Vérification au cisaillement des poteaux	95
Tableau V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux	96
Tableau V.9 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99	98
Tableau V.10 : Les sollicitations les plus défavorables.	98
Tableau V.11 : Ferrailage des poutres principales et secondaires	99
Tableau V.12 : Vérifications des contraintes tangentielles	100
Tableau V.13 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	101
Tableau V.14 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS	102
Tableau V.15 : Les sollicitations dans le voile V1	107
Tableau V.16 : Les sollicitations dans les voiles V2	107
Tableau V.17 : Les sollicitations dans le voile V3	108
Tableau V.18 : Ferrailage du voile V1 = 1.85 m	110
Tableau V.19 : Ferrailage du voile V2 = 1.2 m	111
Tableau V.20 : Ferrailage de voile V3 = 4.5m	112
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	
Tableau VI.1 : Ferrailage de la dalle	121
Tableau VI.2 : Ferrailage de nervure	122
Tableau VI.3 : Les vérifications à l'ELS	122
Tableau IV.4 : Ferrailage de voile périphérique	125
Tableau IV.5 : Les vérifications des contraintes	126

Le génie civil est un domaine très vaste et spécialisé, représente l'ensemble des techniques concernant les constructions, concevoir un bâtiment c'est d'abord faire face aux actions (vent, séisme...) à travers des composants structuraux (poteaux, poutres...) jusqu'au limite de cette structure (fondation).

Le calcul d'une structure en béton armé vise trois objectifs :

- Premièrement : chaque structure occupée doit être sécurisée et ne menace pas d'effondrement (sécurité adéquate).
- Deuxièmement : la structure doit pouvoir répondre aux besoins pour lesquelles elle a été conçue et ceci pour toute sa durée de vie (durabilité adéquate).
- Troisièmement : la structure doit être économique, que ce soit du point de vue coût de construction ou de maintenance dans le temps (économie adéquate).

Le souci de l'ingénieur est toujours lié au séisme car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition 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, c'est pour cela les règlements en vigueur visent à cadrer les constructions en zone sismique et à les classer, afin de mieux les concevoir et les réaliser, pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

Donc pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptés au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

Notre travail consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (commerce +habitation) en R+9 avec un sous-sol, il est contreventé par un système mixte (voiles- portiques). Nous avons choisi d'organiser notre travail de la manière suivante :

- ❖ Le premier chapitre est consacré aux généralités,
- ❖ Le second est dédié au pré dimensionnements des éléments de bâtiments,
- ❖ Dans le troisième chapitre, on s'est intéressé à l'étude des éléments secondaire
- ❖ Nous présentons dans le quatrième chapitre l'étude dynamique et le choix de la méthode de calcul. Le logiciel de calcul des structures ETABS a été utilisé pour déterminer les différentes sollicitations de calcul.
- ❖ Le ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles) a été présenté au chapitre cinq.
- ❖ Les fondations font objet du dernier chapitre plus une conclusion générale qui clôture le manuscrite.

# Chapitre I



## I.1. Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable ainsi que la présentation des différentes sollicitations et état limites de l'ouvrage, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre

## I.2. Description et présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé composé d'un sous-sol, un rez-de-chaussée commercial et neuf niveaux à usagé d'habitations contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Cette structure est implantée à AMAADAN-OUED GHIR-WILAYA DE BEJAIA qu'est classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

## I.3. Caractéristiques de la structure

- ❖ Hauteur totale de bâtiment : 33.66 m
- ❖ Hauteur des étages : 3.06 m
- ❖ Longueur totale : 25.00m
- ❖ Largeur totale : 21.60 m

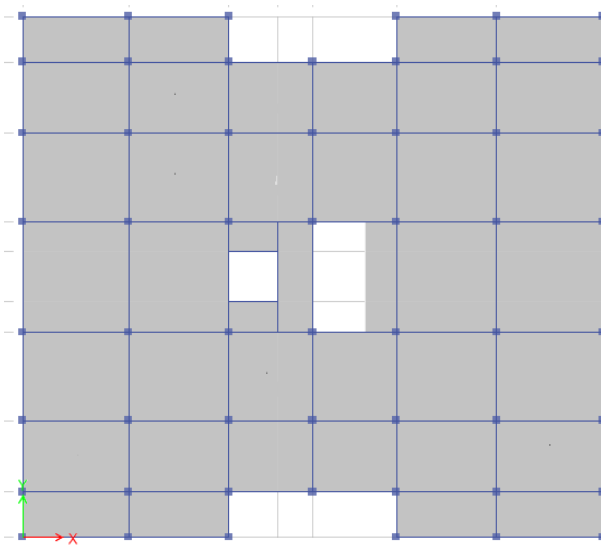


Figure I.1. la vue en plan



Figure I.2. la façade principale du bâtiment

## I.5. Règlements et normes utilisés Les règlements utilisés sont :

- ❖ Règles parasismique Algériennes (RPA99/Version2003)
- ❖ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93)
- ❖ Béton arme aux états limites. (BAEL91)
- ❖ Les différents DTR

## I.6 : Les matériaux utilisés

**I.6.1 : Béton :** C'est un matériau de construction composé de granulats, sable, ciment, eau et d'adjuvant bien sûr pour améliorer certaines caractéristiques. Le béton présente les avantages

**Les matériaux composant le béton :** On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

- **Ciment :** Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
- **Granulats :** Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :
  - **Sables :** Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantages de gros grains que de petits.
  - **Graviers :** Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm, elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

### Caractéristiques du béton

- **Résistance mécanique à la compression  $f_{tj}$**

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

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

Le durcissement étant progressif,  $f_{cj}$  est en fonction de l'âge du béton. Ces valeurs sont définies par les formules suivantes :

✓ pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ & \text{(CBA93 article A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j \geq 28j \end{array} \right.$$

✓ Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28j$$

(CBA93 article A.2.1.1.1)

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j \geq 28j$$

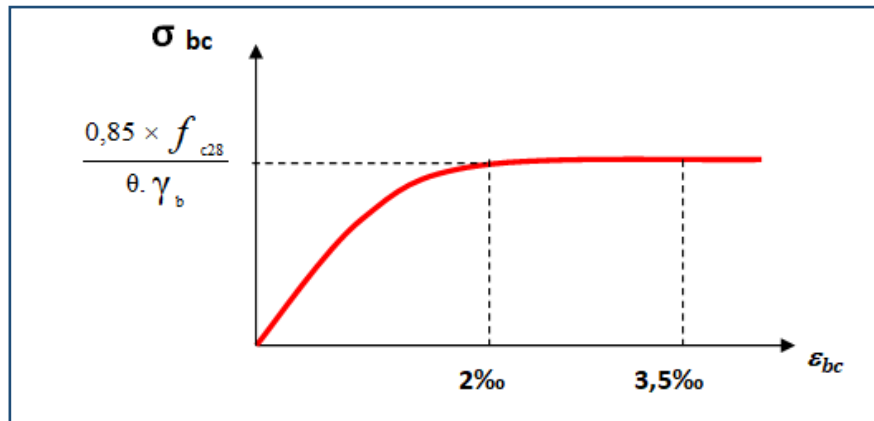


Figure I. 3: Diagramme contraintes- déformations du béton

• **Module d'élasticité**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale à la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

▪ **Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPA}$$

Avec :  $f_{c28} = 25$  MPa

$$\Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MA}$$

▪ **Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22 BAEL91)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte de l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec :  $f_{c28} = 25$  MPa

$$\Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

▪ **Module d'élasticité transversale**

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad \text{MPa}$$

$\nu$  : Coefficient de poisson

▪ **Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91)**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\nu = 0,2$  l'état limite de service
- $\nu = 0$  l'état limite ultime

**1.6.2 : Aciers :**

C'est un alliage métallique constitué principalement de fer et un très faible taux de carbone. C'est essentiellement la teneur en carbone qui lui confère la propriété du métal qu'on appelle acier, il résiste bien à la traction.

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

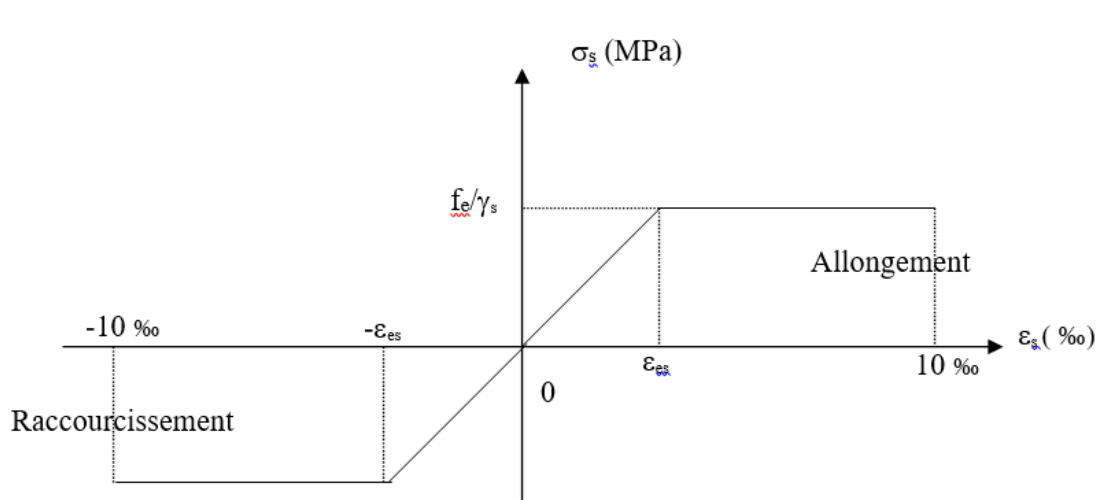


Figure I.4 : diagramme contrainte-déformation pour l'acier

**Caractéristiques mécaniques des aciers :**

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPA)	Limite de rupture (MPA)	Allongement a la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Tableau 1.1 : Les caractéristiques mécanique des aciers

Un béton ayant 25 MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400 MPa de résistance à la traction.

**I.7 : Les états limites :**✓ **Définition d'un état limite :**

C'est un état particulier dans lequel une condition requise d'une construction ou l'un de ses éléments est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

✓ **Les différents états-limites :**❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

Il correspond à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou l'un de ses éléments, il s'agit du dépassement par :

- Perte de l'équilibre statique.
- Rupture des sections par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement)

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité, ils correspondent aux phénomènes suivants :

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

✓ **Les éléments structuraux :**

- **Les plancher :** Ce sont des aires généralement planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- **Les poutres :** Sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.
- **Les poteaux :** Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (moments fléchissant et efforts normaux).
- **Les escaliers :** Ce sont des éléments qui permettent le passage d'un niveau à l'autre, sont composés d'un palier et de paillasse, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.
- **L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, encastré à sa base au plancher terrasse, coulé sur place.

### **I.8 : Conclusion**

La structure présentée est une structure multi étage avec une forme régulière qui est constitué en béton armé. La structure sera probablement formé par des ossatures voiles portiques est contreventé par des voiles et des planchers sous forme de diaphragme rigide. La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner entre le béton et l'acier.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25 MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et une résistance à la traction de 2.1 MPa, on distingue deux modules d'élasticité du béton, instantané est de 32164.2MPa et différé de 10818.87 MPa,

On utilise aussi un acier de nuance FeE400 ayant 400 MPa de résistance à la traction et à la compression et un module d'élasticité de 200000MPa.

# Chapitre II

## II.1. Introduction

Le but de ce chapitre est faire le pré-dimensionnement des différents éléments structuraux secondaires et principaux telle que leurs natures, leurs nombre et disposition pour assurer la stabilité de notre bâtiment tout en utilisant RPA99 (version2003), BAEL 91, CBA93,).La transmission des charges se fait comme suit : Chargement → planchers→ poutres→ poteaux→ fondation →sol.

## II.2. Pré dimensionnement

**II.2.1 : Plancher :** est une surface horizontale séparant deux niveaux successive dans une construction et recueillant les surcharges, transmettre des efforts horizontaux aux éléments de contreventements, assure une bonne isolation phonique et thermique.

**II.2.1.1 : Plancher à corps creux :** Cette solution est très employée dans les bâtiments d'habitation. Elle est composée essentiellement de corps creux, des poutrelles et de la dalle de compression, tout en respectant la condition de la flèche.

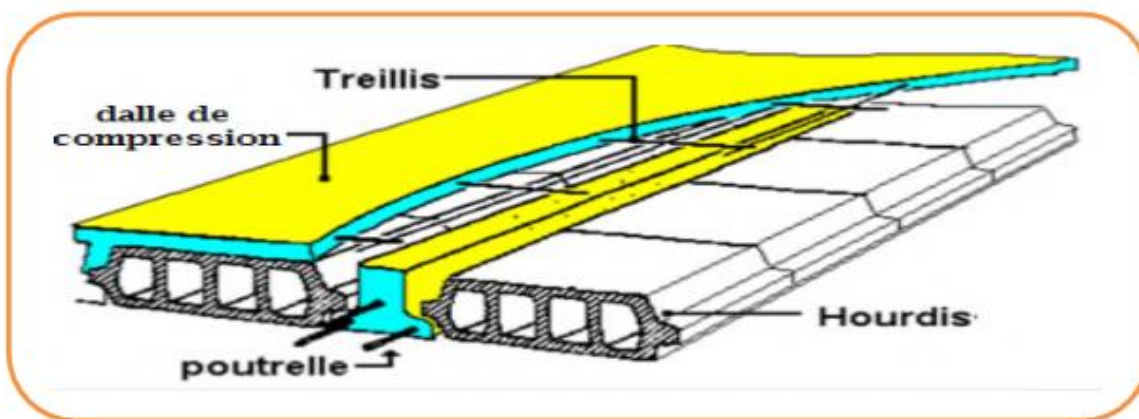


Figure II.1 : Composantes du plancher à corps creux

Le choix de la disposition des poutrelles se fait en satisfaisant les critères suivant :

- Le critère de la plus petite portée pour minimiser la flèche
- Le critère de continuité

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

$l_{max}$ : Longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptée

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

Donc  $l_{max} = 450 - 30 = 420\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{420}{22.5} = 18.66 \text{ cm}$$



Donc on prend des plancher a corps creux avec hauteur de 20 cm

Avec

16cm : Hauteur de corps creux ( $h_{cc}$ )

4cm : Hauteur de dalle de compression ( $h_{dc}$ )

### ❖ Les poutrelles :

Ce sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées à la flexion simple

$h_t$ : Hauteur total de la poutrelle

$h_0$  : Hauteur de la dalle compression

$b_0$  : Largeur de la nervure tel que

$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6)h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12)$  soit  $b_0 = 10\text{cm}$

$b$  : largeur de la table de compression est calculée

à partir de l'expression suivant :

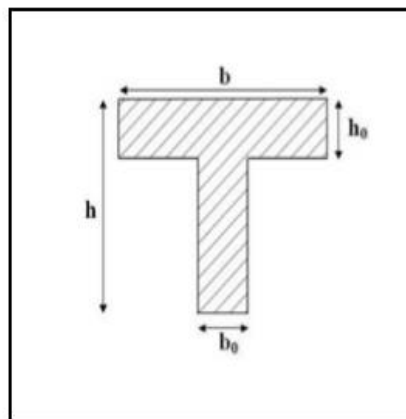


Figure II.2 : Coupe transversale d'une poutrelle

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10} \right\}$$

$l_x$  : représente la distance entre poutrelles ( $l_x = 55 \text{ cm}$ )

$l_y$  : représente la distance entre axe d'appuis des poutres secondaires ( $l_y = 185 \text{ cm}$ )

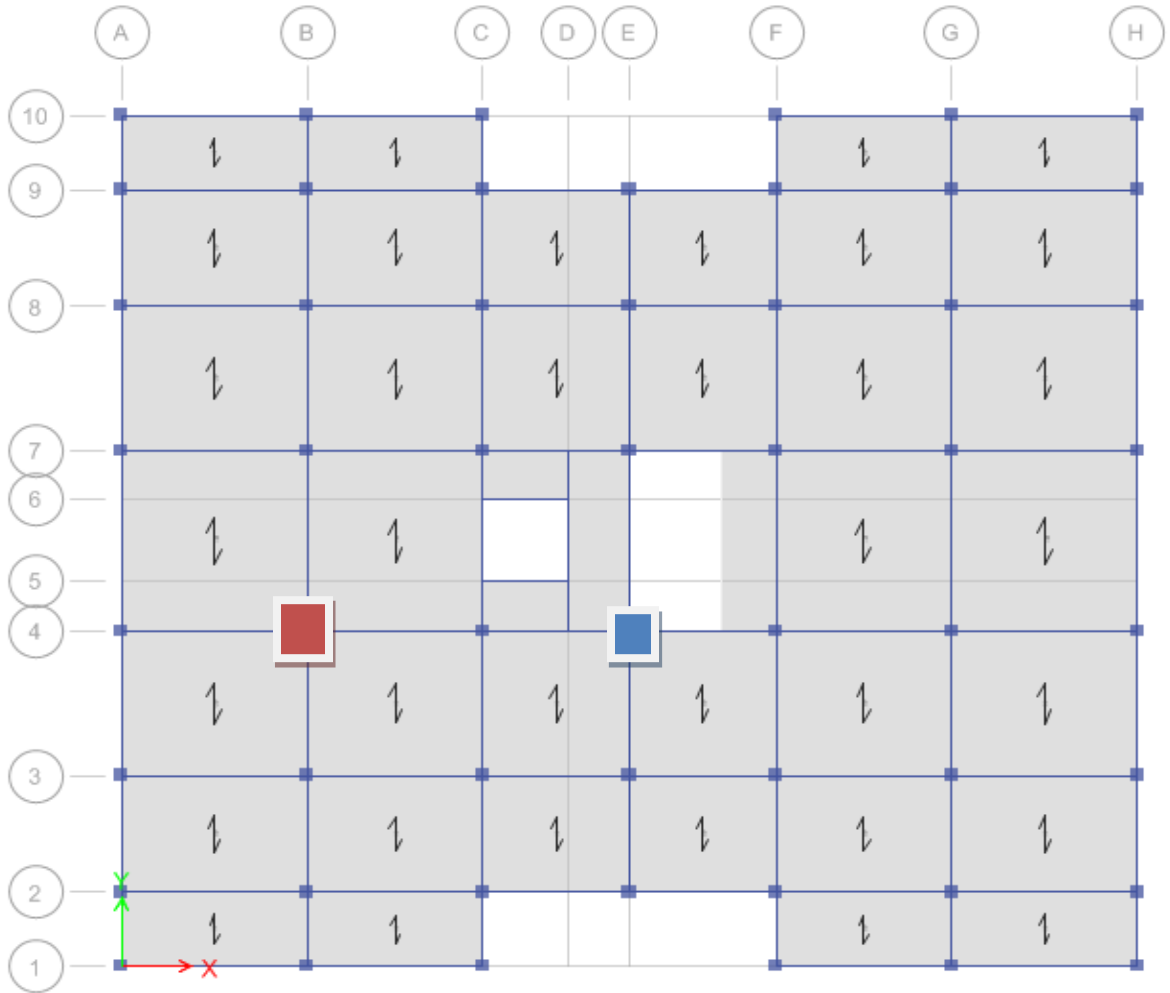
Dans notre projet, on a  $l_x = 55\text{cm}$  et  $l_y = 185 - 30 = 155 \text{ cm}$

$$\text{Donc } \frac{b-10}{2} \leq \min \left\{ \frac{55}{2}, \frac{155}{10} \right\}$$

$$b \leq 41 \text{ cm}$$

Alors on prend  $b = 40 \text{ cm}$

❖ La disposition des poutrelles :



FigureII.3 : La disposition des poutrelles plancher habitation

### II.2.1.2 Les dalles pleines :

On pré dimensionne les dalles pleines selon les deux conditions suivantes :

➤ **Résistance au feu :**

$e = 12\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu

➤ **Résistance à la flexion :**

- Dalle reposant sur un seul appui :  $\frac{l_x}{20}$

- Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

$l_x$  : Est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

❖ **Types de la dalle pleine :**

➤ **Dalle sur quatre appuis :( ascenseur)**

$L_x = 3.25\text{ m}$        $L_y = 4.20\text{ m}$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \frac{295}{50} \leq e \leq \frac{295}{40} \rightarrow 5.9\text{ cm} \leq e \leq 7.37\text{ cm}$$

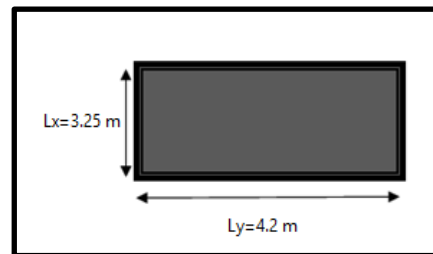


Figure II.4 : La dalle pleine sur 4 appuis

### II.2.2. Les poutres

Ce sont des éléments horizontaux, leur rôle est de transmettre les charges transmises par les planchers aux poteaux.

#### II.2.2.1 : Poutres principales

Sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, Leur hauteur est donnée selon le critère de la flèche qui est :

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

$l_{max}$  : la longueur maximale entre nus d'appuis de la poutre considérée.

$$l_{max} = 450 - 30$$

$$l_{max} = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \rightarrow 28 \leq h \leq 42$$

On prend  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 35 \text{ cm}$

Donc : PP  $(40 \times 35) \text{ cm}^2$

Sachant que :

H : hauteur de la poutre

B : le largeur de la poutre

Selon le RPA les poutres doivent respecter les dimensions suivant:

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \dots\dots\dots 1.14 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**II.2.2.2 : Poutres secondaires**

Ce sont des poutres disposées parallèlement aux poutrelles, Leur hauteur est donnée selon le critère de la flèche qui est :

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

$l_{max}$  : la longueur maximale entre les nus d'appuis de la poutre considéré

$$l_{max} = 450 - 30$$

$$l_{max} = 420 \text{ cm}$$

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \qquad 28 \leq h \leq 42$$

On prend  $h = 35 \text{ cm}$  et  $b = 30$

Donc : PS  $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

Selon le RPA les poutres doivent respecter les dimensions suivant :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$h/b \leq 4 \dots\dots\dots 1.16 \leq 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

- les poutres principale une section  $(40*35)cm^2$
- les poutres secondaires une section  $(35*30) cm^2$

### II.2.3 : Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon trois critères :

Critère de stabilité de forme (flambement)

- La résistance à la compression
- La compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B. 8. 4, 1)

D'après le plan architectural nous avons supposées ces sections suivantes :

Sous-sol et RDC  $(55*50)$

1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étage  $(50*45)$

3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage  $(45*40)$

5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage  $(40*35)$

7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage  $(35*30)$

### II.2.4 : Les voiles

Sont des éléments de contreventement verticaux mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur « $e$ ».

Pour contreventer notre structure, nous avons opté pour des voiles à abouts libres. La hauteur d'étage étant de 3.06m

$$H_e = 306 - 40 = 266 \text{ m}$$

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

$$e \geq 13.3 \text{ cm} \rightarrow \text{On adopte : } e = 15 \text{ cm pour tous les niveaux}$$

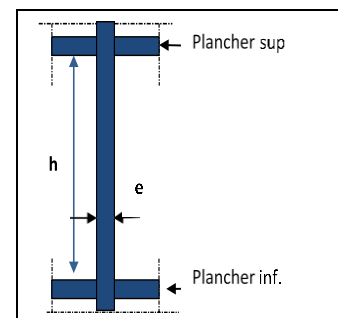


Figure II.5 Coupe verticale d'un voile

## II.2.5 : Les escaliers

Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens reposant sur deux appuis, ils sont Constitués de deux parties :

-Le palier de repos qui est horizontale.

-La volée qui est incliné d'un angle  $\alpha$  par rapport à l'horizontale, constituée d'une suite régulière de marches permettant de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant et les différents éléments de l'escalier sont nommés comme suit:

### La hauteur de la volée : $h_{volée}$

On a une hauteur d'étage constante pour tout le bâtiment :  $h_e = 3.06$  m

### Détermination de « h » et « g » n (nombre de marche)

$$14 < h < 18 \quad \text{avec} \quad h = H$$

$$25 < g < 32 \quad \text{avec} \quad g = L_0 / (n-1) ; (L_0 : \text{langueur utile}).$$

Suivant la loi de BLANDEL :  $59 \leq 2h + g \leq 64$  cm

$$\text{Remplaçant } h \text{ et } g : 2h + g = 64 \text{ cm} \quad \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2H + L) n + 2H = 0$$

Dans notre cas on a l'escalier sont identique dans toute la structure

$$\text{On a} \quad L_0 = 2.24 \text{ m} \quad H = 1.53 \text{ m}$$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L) n + 2H = 0$$

$$64 n^2 - (64 + 2 \times 153 + 224) n + 2 \times 153 = 0$$

$$64 n^2 - 594n + 306 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 542$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 9 \\ n-1 = 8 \end{array} \right.$$

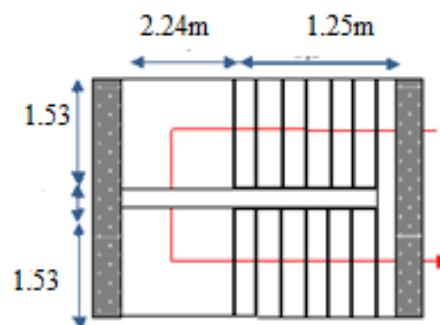


Figure II.7 : Schéma de l'escalier

### Calcul de giron et la hauteur d'une contre marche

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{224}{8} = 28 \text{ cm}, \quad \text{On prend } g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = h = 17 \text{ cm}$$

### Inclinaison de la paillasse

$$\tan \alpha = \frac{153}{224} \rightarrow \alpha = 34.33^\circ$$

**L'épaisseur de la pailasse :**

$$L = L_V + L_P$$

$$L = L_P + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = 1.25 + \sqrt{2.24^2 + 1.53^2} = 3.96$$

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotées.

L'épaisseur de la pailasse est comprise d'après les conditions de résistances entre :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \rightarrow 13.2 \text{ cm} \leq e \leq 19.8 \text{ ; Donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

### II.2.6 : L'acrotère

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

Les dimensions de l'acrotère sont représentées dans la figure suivante :

$$\text{Surface de l'acrotère : } S = (0.6 * 0.15) + (0.11 * 0.08) + (0.09 * 0.11 / 2) = 0.1037 \text{ m}^2$$

- La charge permanente :
  - Poids propre :

$$G_1 = \gamma_b * S * 1$$

$$G_1 = 25 * 0.1037 = 2.6 \text{ kn/ml}$$

- Enduit de ciment

$$G_2 = \gamma_c * e \rightarrow G_2 = 20 * 0.02 = 0.40 \text{ kn/ml} \quad \text{Figure II.8 : Coupe transversal de l'acrotère}$$

$$G_{tot} = G_1 + G_2 \rightarrow G_{tot} = 3 \text{ kn/ml}$$

- La charge d'exploitation  $Q = 1 \text{ kn/ml}$

### II.2.7 : L'ascenseur

Un ascenseur est un appareil mécanique assurant le déplacement des personnes et des objets en haut et/ou en bas sur des niveaux définis d'une construction, notre ascenseur est placé à l'intérieur.

Epaisseur de voile  $e = 20 \text{ cm}$

$L_c = 1.2$  m : Largeur de la cabine

$P_c = 1.2$  m : Profondeur de la cabine

### II.3 : Evaluation de charges et surcharges

#### II.3.1 : Plancher des étages et RDC

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m)	Charges (KN / $m^2$ )
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.2	/	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Cloison de séparation	0.1	10	1
Charge permanent total G	G=5.21 (KN / $m^2$ )		
Q étage courant	Q=1.5 (KN / $m^2$ )		
Q commerce	Q=5 (KN / $m^2$ )		

Tableau II.3.1 : Evaluation des charges du plancher étage courant et RDC :

#### II.3.2 : Plancher terrasse inaccessible

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m)	Charges (KN / $m^2$ )
Gravions de protection	0.04	20	0.80
Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Forme de pont	0.1	22	2.20
Isolation thermique	0.04	0.25	0.01
Plancher corps creux	0.2	/	2.85
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G =6.18(KN / $m^2$ )		
Charge d'exploitation	Q =1(KN / $m^2$ )		

Tableau II.3.2 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

#### II.3.3 : Dalle pleine



Éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN / m <sup>2</sup> )
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.14	25	3.5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G = 4.86 (KN / m <sup>2</sup> )		
Charge d'exploitation	Q = 1.5 (KN / m <sup>2</sup> )		

Tableau II.3.3 : Evaluation des charges sur dalle pleine

### II.3.4 : Les escaliers

#### ❖ Le palier

Matériaux	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre du palier	25	0.15	3.75
Lit de sable	17	0.03	0.51
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Carrelage	22	0.02	0.44
Charge permanente totale	G = 5.06KN/m <sup>2</sup>		
Charge d'exploitation	Q= 2.5KN/m <sup>2</sup>		

Tableau II.3.4.1 : Evaluation des charges du palier

#### ❖ La volée

Matériau	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur (m)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la marche	22	0.17/2	1.87
Poids propre de la volée	25	0.15	3.75
Carrelage	22	0.02	0.44
Chape	20	0.01	0.2
Enduit ciment	18	0.02	0.36

<b>Garde de corps</b>	/	/	1
<b>Charge permanente totale</b>	G= 7.62KN/m <sup>2</sup>		
<b>Charge d'exploitation</b>	Q = 2.5 KN/m <sup>2</sup>		

Tableau II.3.4.2 : Evaluation des charges de la volé

**II. 3.5 : Murs extérieurs :**

Désignation	Masse Volumique (KN/m <sup>2</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
<b>Enduit de ciment</b>	18	0,15	0,27
<b>Brique creuse</b>	9	0,15	1,35
<b>L'âme d'air</b>	0	0,05	0
<b>Brique creuse</b>	9	0,1	0,9
<b>Enduit en plâtre</b>	10	0,015	0,15
<b>Total</b>	/	/	2,86

Tableau II.3.5 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs

**II .4 : La descente de charges**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) ;du niveau le plus haut de la structure jusqu'à le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charge pour les deux poteaux qui nous semblent être les plus chargés D4 et B4,comme le bâtiment est à usage d'habitations le DTR exige d'appliquer la loi de la dégression sur la surcharge Q

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes (à partir du haut du bâtiment

Sous la terrasse : Q0

Sous dernier étage : Q0+ Q1

Sous avant dernier étage : Q0+0,95(Q1+ Q2)

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : Q0+0,95(Q1+ Q2 +Q3)

Sous étage n quelconque (étage n) :  $Q0 + \frac{3+n}{2n} ( Q1+ Q2 +Q3 +...+Qn)$

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

**Remarque :** La descente de charge sera détaillée pour le poteau (B4) et nous donnerons le résultat final pour le poteau (D4)

**II.4.1 : La surface afférente pour le poteau B4**

$$S1= 2.075 * 1.975 = 4.098 m^2$$

$$S_2 = 2,075 * 2,1 = 4,36 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,1 * 1,625 = 3,41 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,97 * 1,625 = 3,21 \text{ m}^2$$

$$\Sigma S_{iG} = 15,077 \text{ m}^2$$

$$\Sigma S_{aff \ Q} = 0,35 (4,075) + 0,3 (3,75) + 15,077$$

$$\Sigma S_{aff \ Q} = 17,83 \text{ m}^2$$

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$P_G = 6,18 * 15,077 = 93,17 \text{ KN}$$

$$P_Q = 1 * 17,83 = 17,83 \text{ KN}$$

❖ **Plancher étage courant + sous-sol :**

$$P_G = 5,21 * 15,077 = 78,55 \text{ KN}$$

$$P_Q = 1,5 * 17,83 = 26,74 \text{ KN}$$

❖ **Etage RDC (Commerce) :**

$$P_G = 78,55 \text{ KN}$$

$$P_Q = 5 * 17,83 = 89,15 \text{ KN}$$

➤ **Poids propre des poteaux**

$$\text{Poteaux sous-sol + RDC : } G_p = 25 * 0,55 * 0,5 * 3,06 = 21,04 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux 1}^{er} \text{ étage et 2}^{eme} \text{ étage : } G_p = 25 * 0,45 * 0,5 * 3,06 = 17,21 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux 3}^{eme} \text{ étage et 4}^{eme} \text{ étage : } G_p = 25 * 0,4 * 0,45 * 3,06 = 13,77 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux 5}^{eme} \text{ étage et 6}^{eme} \text{ étage : } G_p = 25 * 0,35 * 0,4 * 3,06 = 10,71 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux 7}^{eme} \text{ étage , 8}^{eme} \text{ ET 9}^{eme} \text{ étage : } G_p = 25 * 0,3 * 0,35 * 3,06 = 8,03 \text{ KN}$$

➤ **Poids propre des poutres**

$$G_{PP} = 25 * 0,35 * 0,4 * 4,075 = 14,26 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 * 0,3 * 0,35 * 3,75 = 9,84 \text{ KN}$$

$$G_{TOT} = 24,105 \text{ KN}$$

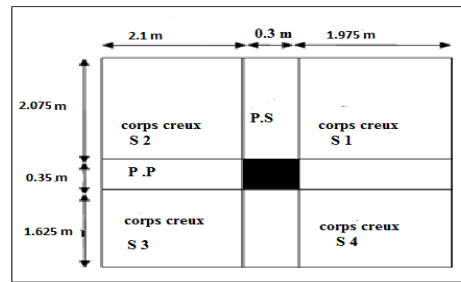


Figure II.9 : Surface afférente du poteau

❖ Les résultats sont représentés dans le tableau comme suit :

Niveau	Eléments	Sous Q	Sous G
N 11	Terrasse in Poteau poutres	$Q_0$	93.17 8.03 24.10
$\Sigma$	/	17.83	126.567
N10	Venant de Plancher Poteau poutres	$Q_0 + Q_1$	126.567 78.55 8.03 24.105
$\Sigma$	/	44.57	238.31
N9	Venant de Plancher Poteau poutres	$Q_0 + 0.95(Q_1 * 2)$	238.31 78.55 8.03 24.105
$\Sigma$	/	68.65	350.060
N8	Venant de Plancher Poteau poutres	$Q_0 + 0.9 ( Q_1 * 3 )$	350.06 78.55 10.71 24.105
$\Sigma$	/	90.05	464.51
N7	Venant de Plancher Poteau poutres	$Q_0 + 0.85( Q_1 * 4 )$	464.51 78.55 10.71 24.105
$\Sigma$	/	108.77	578.94
N6	Venant de Plancher Poteau poutres	$Q_0 + 0.8 ( Q_1 * 5 )$	578.94 78.55 13.77 24.105
$\Sigma$	/	124.82	696.4275
N5	Venant de Plancher Poteau poutres	$Q_0 + 0.75 ( Q_1 * 6 )$	696.4275 78.55 13.77 24.105
$\Sigma$	/	138.19	813.9125
N4	Venant de Plancher Poteau poutres	$Q_0 + \frac{3+7}{2*7} ( Q_1 * 7 )$	813.9125 78.55 17.21 24.105
$\Sigma$	/	151.57	934.84
N3	Venant de	$Q_0 + \frac{3+8}{2*8} ( Q_1 * 8 )$	934.84

	Plancher Poteau poutres		78.55 17.21 24.105
$\Sigma$	/	164.94	1055.7005
<b>N2</b>	Venant de Plancher Poteau poutres	$Q_0 + \frac{3+9}{2*9} (Q_1 * 9)$	1055.7005 78.55 21.04 24.105
$\Sigma$	/	178.32	1110.52
<b>N1</b>	Venant de Plancher Poteau poutres	$Q_0 + \frac{3+10}{2*10} (Q_1 * 10) + (Q_0 * 5)$	1110.52 78.55 21.04 24.105
$\Sigma$	/	232.25	1305.2715

Tableau II.6 : Résumé de la descente de charge pour poteau B4

- L'effort normal ultime :  $Nu1 = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 1305.2715 + 1,5 \times 232.25$

Donc  $Nu1 = 2110.49 \text{ KN}$

Pour le poteau D4, nous avons trouvé de manière analogique :  $G = 1154.51 \text{ KN}$  et  $Q = 199.40 \text{ KN}$

- L'effort normal ultime :  $Nu2 = 1,35G + 1,5Q = 1857.68 \text{ KN}$

Les calculs montrent que le poteau B4 est le plus sollicité sous charges verticales

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (Art B.8.1.1) nous exige de Majorer l'effort Nu comme suit :

- 10% poteau interne voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- 15%... poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort Nu sera majoré de 10%.

$NU^* = 1,1 Nu1 = 2321.54 \text{ KN}$

#### II.4.2 : Vérifications nécessaires :

- ❖ Critère de résistance : On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 * f_{c28}$$

avec  $B$  : la section du poteau  $\rightarrow$  On a  $B = 0.55 * 0.5 = 0.275 \text{ m}^2$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq 14,2 \text{MPa} \quad B_{CAL} \geq \frac{2321.54 * 10^{-3}}{14.2} = 0.163 \text{m}^2$$

Donc  $B > B_{CAL}$  ..... C'est vérifier

Les résultats de la vérification des poteaux à la compression sont représenté sous forme d'un tableau comme suit :

Niveau	Nu	Section	Bcal	B	Observation
Sous-Sol	2321.54	55*50	0.163	0.275	Vérifier
RDC	2047.28	55*50	0.144	0.275	Vérifier
1 <sup>er</sup> étage	1839.96	45*50	0.129	0.225	Vérifier
2 <sup>eme</sup> Étage	1638.32	45*50	0.115	0.225	Vérifier
3 <sup>eme</sup> étage	1496.67	40*45	0.105	0.180	Vérifier
4 <sup>eme</sup> étage	1240.14	40*45	0.087	0.180	Vérifier
5 <sup>eme</sup> étage	1039.19	35*40	0.073	0.140	Vérifier
6 <sup>eme</sup> etages	838.36	35*40	0.060	0.140	Vérifier
7 <sup>eme</sup> Étage	633.11	30*35	0.044	0.105	Vérifier
8 <sup>eme</sup> étage	427.44	30*35	0.030	0.105	Vérifier
9 <sup>eme</sup> étage	217.37	30*35	0.015	0.105	Vérifier

Tableau II.7 : Vérification des poteaux à la compression simple

❖ **Vérification au flambement :**

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable :

$$N_u \leq \alpha \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_{c28}}{\gamma_s}$$

$B_r = (b-2) \times (h-2)$  cm<sup>2</sup> : section réduite du poteau.

- $\alpha$  : coefficient réducteur en fonction de l'élanement.
- $A_s$  = section réduite comprimée.
- $\gamma_s = 1,15$  : coefficient de sécurité de l'acier.
- $F_e = 400$  MPa

On a

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * (\frac{\lambda}{35})^2} \text{ si : } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 * (\frac{50}{\lambda}) \quad \text{ si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que :  $\lambda = \frac{L_f}{i}$  avec  $i = \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}}$  (rayon de giration)

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \text{ (Section rectangulaire)}$$

$L_f$  : Longueur de flambement On a  $L_f = 0.7 l_0 \rightarrow L_f = 0.7 \cdot 2.66 = 1.862$

$$I = \frac{0.5 \cdot 0.55^3}{12} = 6.93 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 \rightarrow i = 0.158 \text{ Donc } \lambda = 13.56 < 50 \text{ Alors } \alpha = 0.825$$

D'après le BAEL

$$Br \geq \frac{Nu}{\frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_s} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s}} \text{ avec } Br' = (55-2) \cdot (50-2) \cdot [10^{-4} = 0.254 \text{ m}^2]$$

$$\longrightarrow 0.254 > 0.105 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement du poteau

Les résultats sont résumés ici :

Niveau	Nu	$l_0$	$l_f$	i	$\lambda$	$\alpha$	$B_r < B_r'$	Observation
N11	212.37	2.66	1.862	0.101	26.33	0.763	0.011 < 0.092	Vérifier
N10	427.44	2.66	1.862	0.101	26.33	0.763	0.023 < 0.092	Vérifier
N9	633.11	2.66	1.862	0.101	26.33	0.763	0.034 < 0.092	Vérifier
N8	838.36	2.66	1.862	0.115	23.13	0.782	0.046 < 0.125	Vérifier
N7	1039.36	2.66	1.862	0.115	23.13	0.782	0.057 < 0.125	Vérifier
N6	1240.14	2.66	1.862	0.129	20.62	0.795	0.068 < 0.163	Vérifier
N5	1496.67	2.66	1.862	0.129	20.62	0.795	0.079 < 0.163	Vérifier
N4	1638.32	2.66	1.862	0.144	18.47	0.805	0.09 < 0.206	Vérifier
N3	1839.96	2.66	1.862	0.144	18.47	0.805	0.101 < 0.206	Vérifier
N2	2047.28	2.66	1.862	0.158	16.83	0.812	0.112 < 0.254	Vérifier
N1	2321.54	2.66	1.862	0.158	16.83	0.812	0.105 < 0.254	Vérifier

Tableau II.8 : Vérification de la stabilité de forme

## II.5 : Conclusion

Le pré dimensionnement est fait en répondant aux différentes exigences de pré dimensionnement données RPA99/2003, BAEL91 et CBA93, dans le but d'avoir une estimation des dimensions des sections des différents éléments à adopter.

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimée à (16+4) cm, l'épaisseur des dalles pleines à 14cm, et 15cm pour les volées d'escaliers et les paliers de repos.

Après on a choisi une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant le critère de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition à donner naissance à plusieurs types de poutrelle, dans notre structure, nous avons un escalier à deux volées.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux, les voiles ont été ainsi dimensionnés à 15cm d'épaisseur pour tous les autres niveaux, les sections des poutres ont été estimé à (35×40) cm pour les poutres principales et (30×35) cm pour les poutres secondaires, les poteaux ont été étudiés à la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicitées, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (B4). Les sections des poteaux ainsi adoptés sont : sous-sol (50\*55) cm<sup>2</sup>, 1<sup>ere</sup> et 2<sup>eme</sup> étage (50\*45), 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage (45\*40), 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étage (40\*35), 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> et 9<sup>eme</sup> étage (35\*30)





# Chapitre III

**III.1 : Introduction**

Les éléments secondaires sont des éléments qui n’ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ils sont soumis uniquement à leur poids propre et par les surcharges.

Ce présent chapitre a pour but de déterminer le ferrailage nécessaire de chaque élément secondaire

**III.2 : Etude des poutrelles**

**III.2.1 : Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles**

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot
- \_ La méthode RDM

Les détails de calcul de ses différents méthode est sur l’annexe I,II

**Les types de poutrelles**

Le tableau présente les différents types de poutrelles qui sont identifiés dans la structure, leur localisations ainsi la méthode adoptés pour le calcul selon les cas. Le choix de la méthode de calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles est effectué toute en respectant les conditions dictées précédemment.

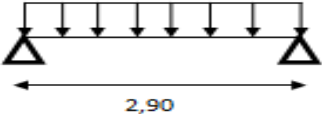
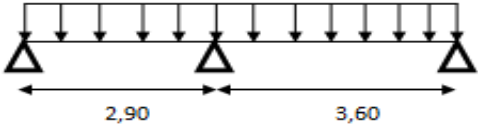
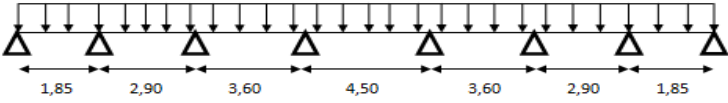
Type	localisation	Schéma statique	La méthode
Type1	Tous les niveaux		RDM
Type2	Tous les niveaux		Forfaitaire
Type3	Tous les niveaux		Caquot minoré

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles

**III.2.2 : Calcul des sollicitations**

- Exemple de calcul

❖ **Plancher étage courant**

**Poutrelle Type 2**

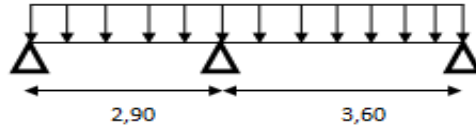


Figure III.1 : Schéma statique de la poutrelle Type2

Les conditions d’applications de la méthode forfaitaire :

1.  $1.5 \leq \min (5\text{KN/m}^2 ; 2*5.21) \rightarrow 1.5 < \min ( 5 \text{ KN/m}^2; 10.42 \text{ KN/m}^2 ) \rightarrow$  vérifié
2.  $0.8 < \frac{2.9}{3.6} < 1.25 \rightarrow$  vérifié
3. Fissuration peut nuisible → vérifié
4. Inertie (I) constante → vérifié

Toutes les conditions sont vérifiées ce qui implique que la méthode forfaitaire est applicable

Les combinaisons d’actions et les charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle sont résumées dans le tableau (III.1.3.1)

Désignation	G (KN/ m <sup>2</sup> )	Q (KN/ m <sup>2</sup> )	L <sub>0</sub>	Charges sur le plancher (KN/ m <sup>2</sup> )		Charge sur poutrelle (KN/ m)
				Elu	Els	
<b>Commerce (RDC)</b>	5.21	5	0,65	Elu	14.53	9.446
				Els	10.21	6.636
<b>Habitation + le sous-sol</b>	5.21	1.5	0,65	Elu	9.283	6.034
				Els	6.71	4,361
<b>Terrasse</b>	6.18	1	0 .65	Elu	9.843	6.397
				Els	7.18	4.667

Tableau III.2 : Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle

❖ **Moments isostatiques**

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

$$ELU \begin{cases} M_{0AB} = 6.343 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 9.775 \text{ KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_{0AB} = 4.585 \text{ KN.m} \\ M_{0BC} = 7.066 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Moments aux appuis**

- Appuis intermédiaire

$$M_B = -0,6 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} Elu M_B = -5.865 \text{ KN.m} \\ Els M_B = -4.239 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Appuis de rive**

$$M_A = M_C = -0,15 M_0 \dots \dots \dots \begin{cases} Elu M_A = M_C = -2.255 \text{ KN.m} \\ Els M_A = M_C = -1.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Moments en travées AB**

$$M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05 M_0; (1 + 0.3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3 \alpha) M_0 / 2$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,224 \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0,3\alpha) = 1,067 \\ \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} = 0,633 \end{array} \right. \dots\dots\dots \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1,067 M_0 - 0,6 \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots 1 \\ M_t \geq 0,633 M_0 \dots\dots\dots 2 \end{array} \right.$$

$$M_t = \begin{cases} 0,767 M_{0AB} \dots\dots 1 \\ 0,639 M_{0AB} \dots\dots 2 \end{cases} \quad D'ou M_t = 0,778 M_{0AB} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Elu} \quad M_t = 4.867 \text{ KN.m} \\ \text{Els} \quad M_t = 3.520 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ Moments en travées BC

$$M_t = \begin{cases} 0,767 M_{0BC} \dots\dots 1 \\ 0,639 M_{0BC} \dots\dots 2 \end{cases} D'ou M_t = 0,767 M_{0BC} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Elu} \quad M_t = 8.00 \text{ KN.m} \\ \text{Els} \quad M_t = 5.78 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

❖ Evaluation des efforts tranchants

$$\text{Travée AB} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_A = V_0 = P^U * \frac{L_{AB}}{2} = 8.75 \text{ KN} \\ V_B = -1,15 * P^U * \frac{L_{AB}}{2} = -10.06 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée BC} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_A = V_0 = +1,15 P^U * \frac{L_{BC}}{2} = 12.5 \text{ KN} \\ V_B = - P^U * \left( \frac{L_{BC}}{2} \right) = -10.86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

❖ Calcul des sollicitations pour chaque type de poutrelles

Types Plancher		M <sub>t</sub> (KN. m)		M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN. m)		M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN. m)		V <sup>max</sup> (KN)
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Type 1	Terrasse	6.72	4.90	/	/	-1.55	-1.13	10.66
	Habitation +le sous-sol	6.343	4.580	/	/	-1.464	-1.058	10.061
	Commerce (RDC)	9.93	6.97	/	/	-2.3	-0.98	15.755
Type 2	Terrasse	8.225	5.661	-6.217	-4.529	-2.39	-1.74	13.92
	Habitation + le sous-sol	8.00	5.78	-5.865	-4.239	-2.255	-1.630	12.5
	Commerce (RDC)	12.954	9.093	-9.18	-6.44	-3.531	-2.48	19.54
Type 3	Terrasse	10.316	7.551	-5.879	-4.262	-1.01	-0.717	14.396
	Habitation+ le sous-sol	9.498	6.90	-5.776	-4.141	-0.595	-0.430	13.517
	Commerce (RDC)	13.786	9.746	-10.14	-7.054	-0.631	-0.460	21.256

Tableau III.3 : Sollicitations des différents types de poutrelles

❖ Les sollicitations les plus défavorables

Types Plancher	M <sub>t</sub> (KN. m)		M <sub>a</sub> <sup>inter</sup> (KN. m)		M <sub>a</sub> <sup>rive</sup> (KN. m)		V <sup>max</sup> (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse	10.316	7.551	-6.217	-4.529	-2.39	-1.74	14.396

<b>Habitation</b>	9.498	6.90	-5.865	-4.239	-2.255	-1.74	13.517
<b>+sous-sol</b>							
<b>Commerce</b>	13.786	9.746	-10.147	-7.054	-3.531	-2.48	19.54
<b>(RDC)</b>							

Tableau III.4 : Sollicitation maximale dans les poutrelles

❖ **Calcul du ferrailage dans les différents types de poutrelles**

❖ **Ferrailage longitudinale**

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple, un exemple de calcul est donné ci-après :

• **Exemple de calcul**

❖ **Plancher terrasse inaccessible**

Les sollicitations maximales

$$\text{Elu} \begin{cases} M_t = 10.316 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -6.217 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -2.39 \text{ KN.m} \\ V^{\text{max}} = 14.396 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Els} \begin{cases} M_t = 7.551 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -4.529 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_{\text{eff}} = 40 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ d = 18 \text{ cm} \\ d' = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ **Ferrailage en travée**

Moment équilibré par la table de compression ( $M_{tu}$ )

$$M_{tu} = f_{bu} \times b_{\text{effi}} \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,4 \times 0,04 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{tu} = 36.352 \text{ KN.m} > M_u \rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire ( $b \cdot h$ )

$$\mu_{bu} = \frac{10.316 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,4 \times 0.18^2} = 0,056 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow f_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0,056 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow \alpha = 0,072$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0,174 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_t}{(z \times f_{st})} = \frac{0.010316}{(0,174 \times 348)} = 1.70 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 A.4.2.1) :**

$$A_t^{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0.4 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.869 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1.70 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.869 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_s = 1.70 \text{ cm}^2$

- **Ferraillage en appuis**
- **Appuis intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{6.217 * 10^{-3}}{14,2 * 0,12 * 0.18^2} = 0.033 < 0,186 \text{ ----- Pivot A}$$

$$\text{On a: } f_e = 400 \text{ MPa} \quad \begin{cases} \mu_l = 0,391 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 * 10^{-3} \end{cases}$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) \rightarrow \mu_l = 0,391 > \mu_{bu} = 0,161 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha = 0.042$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \rightarrow z = 0.177 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{inter}} = \frac{0,06217}{(0,177 \times 348)} = 1.00 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0.23 \times b_o \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.23 \times \frac{2,1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a^{\text{inter}} = 1.00 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on ferraille avec } A_a^{\text{inter}} = 1.00 \text{ cm}^2$$

- **Appuis de rive**

$$\mu_{bu} = 0.013$$

$$\alpha = 0.016$$

$$z = 0.178 \text{ m}$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0.38 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.23 * b_o * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.10 * 0.18 * \frac{2,1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

- **Choix de ferraillage**

Tableau III.5 : résumé de ferraillage longitudinal et transversal des différents niveaux

En travée ..... **3HA10 = 2.36 cm<sup>2</sup>**

En appuis intermédiaire.... **2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>**

En appuis de rive .....1HA10 = 0.79 cm<sup>2</sup>

Plancher		Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversale	
		A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Terrasse	Travée	1.70	0.87	3HA10=2.36	0.57	15
	Appuis inter	1.00	0.217	2HA10= 1.57		
	Appuis de rive	0.38	0.217	1HA10= 0.79		
Habitation + sous sol	Travée	1.55	0.87	3HA10=2.36		
	Appuis inter	1.41	0.217	2HA10=1.57		
	Appuis de rive	0.4	0.217	1HA10= 0.79		
Commerce (RDC)	Travée	2.29	0.87	3HA10=2.36		
	Appuis inter	1.67	0.217	2HA12= 2.26		
	Appuis de rive	0.57	0.217	1HA12= 1.13		

❖ Ferrailage transversal

$$\phi_t \leq (\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \rightarrow \phi_t \leq \min(10 \text{ mm} ; 5.71 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

On prend  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  donc  $A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

❖ Les vérifications nécessaires

1- A l'ELU

Vérifications des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b_0 * d} = \frac{(14.396 \times 10^{-3})}{(0,10 \times 0,18)} = 0.800 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,2 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} ) = 3,33 \text{ MPa}$$

Alors :

$\tau_u = 0,800 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$  Alors la condition est vérifiée

1. Espacement (St)

1)  $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$

2)  $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq 23,5 \text{ cm}$

3)  $St \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow St \leq 27.97 \text{ cm}$

D'où,  $St = 15 \text{ cm}$

Vérification des armatures longitudinales A<sub>S</sub> vis-à-vis de l'effort tranchant V<sup>max</sup> :



- **En appuis de rive :**

$$A_S^{min} \geq \frac{V_s}{f_e} V^{max} \Rightarrow A_S^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 14.396 \times 10^{-3} = 0,41 \text{ cm}^2$$

On a :  $A_1 = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2 > 0,41 \text{ cm}^2$  alors la condition est vérifiée

- **En appuis intermédiaire :**

$$A_1 \geq \frac{V_s}{f_e} \left( V^{max} + \frac{M_a^{inter}}{0.9 d} \right) \Rightarrow A_1 \geq \frac{1,15}{400} \left( 14.396 \times 10^{-3} + \frac{-6.217 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right)$$

On a :  $A_1 = 2.36 + 1.57 = 3.93 \text{ cm}^2 > -0.68 \text{ cm}^2 \rightarrow$  pas de vérification à faire pour l'appui inter

**Vérification de la bielle :**

$$V^{max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{avec } a = 0,9 \times d = 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :  $V^{max} = 14.396 \text{ KN} < 108.13 \text{ KN}$  .....Condition vérifiée

**Vérification de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{b_1 * V^{max}}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 15 \text{ cm}$$

$\tau_u = 0,833 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$  la condition est Condition vérifiée

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

- ❖ **Résumé des vérifications nécessaires pour les sollicitations les plus défavorables :**

**Vérification au cisaillement :**

Plancher	Vu (KN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
Terrasse inaccessible	14.396	0.800	3.33	Vérifiée
Habitation + sous-sol	13.517	0.750	3.33	Vérifiée
Commerce (RDC)	19.54	1.085	3.33	Vérifiée

Tableau III.6 : vérifications de l'effort tranchant en travée

Plancher	Vu (KN)	$M_a^u$ (KN.m)	$A_l$ adopté (cm <sup>2</sup> )	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Terrasse	14.396	-6.218	1.57	-1.51	Vérifiée

<b>inaccessible</b>					
<b>Habitation + sous-sol</b>	13.517	-5.865	1.57	-0.652	Vérifiée
<b>Commerce (RDC)</b>	19.54	-10.147	2.26	-1.23	Vérifiée

TableauIII.7 : Vérification de l'effort tranchant en appuis intermédiaire

Plancher	Vu(KN)	$A_{adopté} (cm^2)$	$A_l (cm^2)$	Observation
<b>Terrasse inaccessible</b>	14.396	3.15	0.41	Vérifiée
<b>Habitation + sous sol</b>	13.517	3.15	0.388	Vérifiée
<b>Commerce (RDC)</b>	19.54	3.15	0.56	Vérifiée

TableauIII.8 : Vérifications de l'effort tranchant en appuis de rive

## 2- A l'ELS :

### Vérifications des contraintes

- **En travée**

✓ La Position de l'axe neutre H

$$H = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - 15 A(d - h_0) = -1.75 * 10^{-4} m^2 < 0$$

L'axe neutre ne passe pas par la table de compression, donc on fait des vérifications des contraintes pour une section en T.

Donc il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28}$

✓ Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$$\frac{b_0}{2} * y^2 + (15A + 15A' + (b - b_0)h_0)y - 15(Ad + A'd') - \frac{(b-b_0) \cdot h_0^2}{2} = 0 \dots \text{avec } A' = 0$$

$$5y^2 + 261.6y - 877.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 293.22 \rightarrow y = 3.16 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{40}{3} 3.16^3 - \frac{(40-10)(3.16-4)^3}{3} + 15 * 2.36 * (18 - 3.16)^2 = 8222.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7.551 \times 10^{-3}}{8222.64 \times 10^{-8}} 3.16 * 10^{-2} = 2.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

- **En appuis intermédiaire :**

$H = -3.185 < 0$

✓ Calcul d'une section en T

Calcul de la position de l'axe neutre (Y) et le moment d'inertie (I)

$5y^2 + 214.2y - 663.9 = 0$

$\sqrt{\Delta} = 243.227 \rightarrow y = 2.90\text{cm}$

$I = 5708.13 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{4.529 \times 10^{-3}}{5708.13 \times 10^{-8}} 2.9 \times 10^{-2} = 2.3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition verifiée}$

Alors pas de risque d'éclatement du béton.

❖ **Résumé des vérifications de l'état limite de compression du béton pour les différents planchers**

Plancher	Localisation	Mser (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (m)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Terrasse inaccessible	En travée	7.551	2.36	3.16	8222.64	2.9	15	Vérifiée
	En appuis	-4.529	1.57	2.9	5708.13	2.3	15	Vérifiée
Habitation + sous sol	En travée	6.9	2.36	3.16	8222.64	3.09	15	Vérifiée
	En appuis	-4.239	1.57	2.9	12943.55	2.34	15	Vérifiée
Commerce (RDC)	En travée	9.746	2.36	3.16	8222.64	2.9	15	Vérifiée
	En appuis	-7.054	2.26	8.16	5093.51	11.30	15	Vérifiée

Tableau III.9 : de l'état limite de compression de béton :

**Vérification de la flèche :**

Conditions de la vérification de la flèche Données :

$l = 4.5 \text{ m} ; M_{0S} = 9.89 \text{ KN.m} ; M_{ts} = 7.551 \text{ KN.m}$

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

1)  $h_{poutrelle} \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0S}} \times l \Leftrightarrow h_{poutrelle} = 20 \text{ cm} < 22.90 \text{ cm} \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{3.6 * b_0 * d}{f_e} \Leftrightarrow 2.36 \text{ cm}^2 > 1.62 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

3)  $L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow L = 4.5 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

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

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l \leq 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 9 \text{ mm (BAEL91 ART B.6.5)}$$

$\Delta f$ : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (Retrait, fissure).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \quad \text{BAEL91 révisé 99}$$

$f_{gv}, f_{gi}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

$f_{ji}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges.

$f_{pi}$  : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Données :

$$\begin{cases} Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ G = 6.18 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{revet} = 2.85 \text{ KN/m}^2 \\ p = G + Q = 7.18 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = p \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 10.16 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 4.68 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 11.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Modules de Young instantané et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \\ E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Le moment d'inertie de la section homogène  $Y_G$

$$Y_G = \frac{\frac{b \cdot h_0^2}{2} + (h - h_0) b_0 \left[ \frac{(h - h_0)}{2} + h_0 \right] + 15 \cdot A \cdot d}{b \cdot h_0 + b_0 (h - h_0) + 15 \cdot A}$$

$$Y_G = \frac{\frac{40 \cdot 4^2}{2} + (20 - 4) 10 \left[ \frac{(20 - 4)}{2} + 4 \right] + 15 \cdot 2.36 \cdot 18}{40 \cdot 4 + 10(20 - 4) + 15 \cdot 2.36} = 8.09 \text{ cm}$$

✓ Calcul des moments d'inertie homogénéisé ( $I_0$ )

$$\Rightarrow I_0 = \frac{b_0 \cdot h^3}{12} + (b_0 \cdot h) \cdot \left( \frac{h}{2} - Y_G \right)^2 + (b - b_0) \cdot \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \cdot h_0 \cdot \left( Y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 +$$

$$15 \cdot A \cdot (d - Y_G)^2 + 15 \cdot A \cdot (Y_G - d')^2$$

$$I_0 = \frac{10 \cdot 20^3}{12} + (10 \cdot 20) \cdot \left( \frac{20}{2} - 8.09 \right)^2 + (40 - 10) \cdot \frac{4^3}{12} + (40 - 10) \cdot 4 \cdot \left( 8.09 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \cdot 2.36 \cdot (18 - 8.09)^2$$

D'où,  $I_0 = 15483 \text{ cm}^4$

✓ Calcul de coefficient  $\rho$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \cdot 18}$$

$$\rho = 0.01311$$

✓ Calcul des Coefficients  $\lambda_i, \lambda_v$

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \cdot b \cdot f_{t28}}{(2 \cdot b + 3 \cdot b_0) \rho} = 2.91 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = 1.16 \end{cases}$$

✓ Calcul des contraintes de traction  $\sigma_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 227.478 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 104.905 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 264.287 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} I = 8222.64 \text{ cm}^4 \\ y = 3.16 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ Calcul des Coefficients  $\mu_g, \mu_j, \mu_p$  :

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left( 0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0.738 \\ \mu_j = \max \left( 0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0.516 \\ \mu_p = \max \left( 0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0.769 \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fictive

$$\left\{ \begin{aligned} I_{f_{gi}} &= \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 3045.96 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} &= \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 3699.63 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} &= \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 2971.71 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} &= \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 5224.31 \text{ cm}^4 \end{aligned} \right. ; \left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 17.98 \text{ mm} \\ f_{ji} &= M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3.72 \text{ mm} \\ f_{pi} &= M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 12.13 \text{ mm} \\ f_{gi} &= M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 10.15 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 16.24 \text{ mm} > \bar{f} = 9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{ la flèche n'est pas vérifiée}$$

❖ **Résumé des vérifications de la flèche pour les différents planchers :**

Plancher	Y	I	I <sub>0</sub>	f <sub>gv</sub>	f <sub>ji</sub>	f <sub>pi</sub>	f <sub>gi</sub>	Δf	f̄
Terrasse inaccessible	4.8	7642.5	15483	17.98	3.72	12.13	10.15	16.24	9
Habitation + sous-sol	4.8	7642.5	15483	14.77	3.72	11.20	8.23	14.02	9
Commerce (RDC)	4.8	7642.5	15483	14.77	3.72	18.22	8.23	21.03	9

Tableau III.10 : Vérification de la flèche :

**Remarque**

La flèche n'est pas vérifiée pour la terrasse inaccessible pour cela on augmente le plancher h=24cm et la section d'armature 3AH10 = 2.36 cm<sup>2</sup> et on a augmenté le b<sub>eff</sub>= 60 cm

Et G de plancher 24cm = 6,12 KN/m

La flèche du plancher étage courant ne vérifie pas avec le ferrailage adopté donc on augmente la hauteur du plancher h=24cm, le b<sub>eff</sub>= 60 cm et on garde la même section d'armature 3HA10=2,36 cm<sup>2</sup>

La flèche du plancher rez-de-chaussée (commerce) ne vérifiée pas avec le ferrailage adopté donc on augmente le plancher h= 24cm et la section d'armature 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup> et on augmente aussi le b<sub>eff</sub>= 60cm et le b<sub>0</sub> = 12 cm G= 5.65 KN/m

❖ **Redimensionnement :**

Plancher	L (m)	B (cm)	Y <sub>G</sub> (cm)	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	f <sub>gv</sub> (mm)	f <sub>ji</sub> (mm)	f <sub>pi</sub> (mm)	f <sub>gi</sub> (mm)	Δf (mm)	f̄ (mm)	Observation
Terrasse inaccessible	4.5	60	4.5	29628	9.91	2.35	7.02	5.75	8.82	9	vérifiée

<b>Habitation + sous-sol</b>	4.5	60	4.5	2962 8	8.9 7	2.35	7.06	5.17	8.51	9	<b>Vérifiée</b>
<b>Commerce (RDC)</b>	4.5	60	6.9 5	3701 8	5,6 6	1,32	6.41	2,87	7,87	9	<b>Vérifiée</b>

Tableau III.11 : Vérification de la flèche pour poutrelles les plus défavorables après le redimensionnement

III.2.3 : Schéma de ferrailage des poutrelles

Plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
<b>Terrasse inaccessible</b>			
<b>Habitation + Sous-sol</b>			
<b>Commerce</b>			

Tableau III.12 : Schéma de ferrailage des poutrelles

### III.2. 3 : Ferrailage de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 4.23) la dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Elle sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser

20 cm: Pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;

33 cm : Pour les armatures parallèles aux nervures. On utilise des barres de type rond lisse de nuance  $f_e=400$  MPa

$$l_0 = 65 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} \leq l_0 \leq 80 \text{ cm}$$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles  $A^\perp$  :

$$A^\perp = \frac{4 \cdot l_0}{f_e} = 0.6 \text{ cm}^2$$

Armatures parallèles aux poutrelles  $A^{\parallel}$

$$A^{\parallel} = \frac{A^+}{2} = 0.3 \text{ cm}^2$$

On choisit :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles

5HA5 /ml=0.98cm<sup>2</sup> /ml Avec :  $St=20\text{cm} \leq 20\text{cm}$

Parallèles aux poutrelles

4HA5 /ml=0.79cm<sup>2</sup> /ml avec  $St=25\text{cm} \leq 33\text{cm}$

Pour un choix pratique et facile de réalisation on va opter pour treillis soudé  $\phi 5$  (150x150) mm<sup>2</sup>

- **Schéma de ferrailage de la dalle de compression**

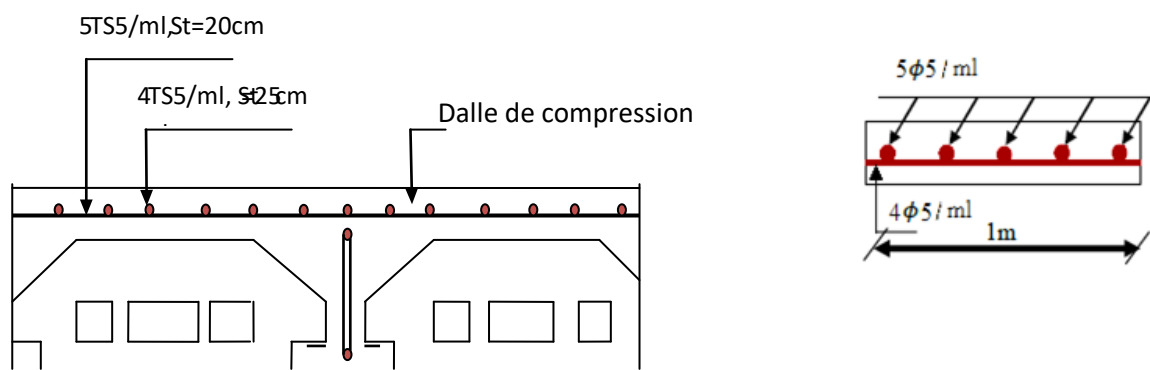


Figure III.2 : schéma de ferrailage de la dalle de compression

### III.3 : Etude de la dalle pleine

#### III.3.1 : Méthode de calcul des sollicitations

- ✓ **Exemple de calcul**



## ❖ Etage courant

- Dalle plein C 4 sur quatre appuis :

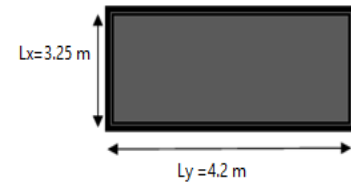
$e = 14\text{cm}$   $d = 12\text{cm}$

**Poids propre de la dalle**

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

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Figure III.3 : Schéma de la dalle pleine



$$\begin{cases} P^u = 1.35 * 4.86 + 1.5 * 1.5 = 8.811 \text{ KN/m}^2 \\ P^s = 4.86 + 1.5 = 6.36 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.25}{4.2} = 0.77 \geq 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens}$$

**1) Calcul a l'ELU :**

$$\rho = 0.77 \quad V = 0$$

$$u_x = 0.0596$$

$$u_y = 0.5440$$

$$M_0^x = u_x * p_u l_x^2 = 5.546$$

$$M_0^y = u_y * M_0^x = 3.020$$

✓ **Panneau intermédiaire**

- **En travée :**

$$\{M_x^t = 0.75 * M_0^x = 4.15$$

$$\{M_y^t = 0.75 * M_0^y = 2.26$$

- **En appuis**

$$\{M_x^a = -0.3 * M_0^x = 2.773$$

$$\{M_y^a = -0.3 * M_0^y = 1.51$$

❖ **Effort tranchant**

$$V_x = \frac{P \cdot L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 10.53$$

$$V_y = \frac{P \cdot L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 4.88$$

$$V_{max} = 10.53$$

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

$$\tau_u = 0.087 < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa}$$

**Vérification de l'espacement :**

$$st_x \leq \min(5e ; 33\text{cm})$$

$$st_y \leq \min(4e ; 45\text{cm})$$

$$\text{Soit } st_x = 25\text{cm}$$

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

Sens		M	$U_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_{calculé}$	$A_{min}$	$A_{adopté}$	$S_t$
Travée	xx	4.15	0.02	0.025	0.118	1	1.24	4HA10=3.14	25
	yy	Armature de répartition				0.78	1.12	4HA8=2.01	25
Appuis	xx	2.22	0.008	0.011	0.119	0.400	1.24	4HA10=3.14	25
	yy	Armature de répartition				0.78	1.12	4HA8=2.01	25

Tableau III.13 : Ferrailage de la dalle c 4 sur quatre appuis

**Vérification des conditions non fragilité :**

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

$$A_{min}^x = \rho_0 \frac{(3 \cdot \rho) \cdot b \cdot e}{2}$$

$$\rho_0 = 8 \cdot 10^{-4} \quad \text{Pour feE400}$$

$$A_{min}^x = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e$$

$$A_{min}^y = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } A^t \leq A_{min}$$

**2) Calcul à l'ELS  $V=0.2$** 

$$u_x = 0.0661$$

$$u_y = 0.6710$$

$$M_0^x = u_x \cdot p_u l_x^2 = 4.440$$

$$M_0^y = u_y \cdot M_0^x = 2.979$$

**✓ Panneau intermédiaire :****• En travée :**

$$\{ M_x^t = 0.75 \cdot M_0^x = 3.33$$

$$\{ M_y^t = 0.75 \cdot M_0^y = 2.23$$

**• En appuis**

$$\begin{cases} M_x^a = -0.3 * M_0^x = 2.22 \\ M_y^a = -0.3 * M_0^y = 1.489 \end{cases}$$

### Vérification des contraintes sur le béton :

Pour le calcul des contraintes on utilise les mêmes formules que celle déjà citée dans le calcul des poutrelles en prenant  $h = 14 \text{ cm}$  et  $b = 1 \text{ ml}$

- **En travée :**

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 0,6 * 25 = 15 \text{ kn} \end{aligned}$$

Avec :

$$\begin{aligned} A' &\rightarrow \frac{b}{2}y^2 + 15y - 15Ad = 0 \rightarrow Y = 0.029 \text{ m} \\ I &= \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \rightarrow I = 4713.1 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma_{bc} = 0.725 \leq 15 \text{ Mpas} \rightarrow \text{pas de risque de fissuration du béton}$$

- **En appuis**

$$Y = 0.024 \text{ m}$$

$$I = 2339.4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.663 \leq 15 \text{ Mpas} \rightarrow \text{pas de risque de fissuration du béton}$$

### Etat limite de déformation :

$$1 - \frac{e}{lx} \geq \max \left( \frac{3}{80}, \frac{Mt^x}{20 * M_{0x}} \right) \dots \dots \dots (1)$$

$$2 - \frac{As}{b * d} \leq \frac{2}{fe} \dots \dots \dots (2)$$

$$3 - lx \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots (3)$$

Sens xx :

$$1 - 0.061 \geq 0.0375 \dots \text{Vérifiée}$$

$$2 - 1.74 * 10^{-3} \leq 5 * 10^{-3} \dots \text{Vérifiée}$$

$$3 - 3.25 < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On n'a pas besoin de faire les vérifications à la flèche pour tous types de dalle pleines et à tous les niveaux

### ❖ Plancher terrasse inaccessible

type	endroit	M	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_{calculé}$	$A_{min}$	$A_{adopté}$	st	
C4	xx	En travée	3.8	0.018	0.023	0.118	0.92	1.24	4HA10=3.14	25
		En appuis	2.53	0.012	0.015	0.119	0.61	1.24	4HA10=3.14	25
	yy	<b>Armature de répartition</b>					1.12	4HA8=2.01	25	

Tableau III.15 : Ferrailage de la dalle C 3 et C4 sur le plancher terrasse inaccessible

## ❖ Plancher RDC commerce

type	endroit	M	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	$A_{calculé}$	$A_{min}$	$A_{adopté}$	st	
C4	xx	En travée	3.8	0.018	0.023	0.118	0.92	1.24	4HA10=3.14	25
		En appuis	2.53	0.012	0.015	0.119	0.61	1.24	4HA10=3.14	25
	yy	<b>Armature de répartition</b>					1.12	4HA8=2.01	25	

Tableau III.16 : Ferrailage de la dalle pleine C 3 et C4 sur le plancher RDC

## Vérification de l'effort tranchant sur les différents planchers :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b * d} < \bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont résumés sous forme d'un tableau :

Dalle pleine	Niveau	Sens	$V_u$ (KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
C4	Etage courant	X	9.54	0.105	1.25	Vérifiée
	Terrasse	X	8.73	0.096	1.25	Vérifiée
	Commerce (RDC)	X	15.23	0.168	1.25	Vérifiée

Tableau III.17 : récapitulatif des vérifications au cisaillement dans différents types de dalles

## La vérification des contraintes

DP	Endroit	Sens	$M_{ser}$ (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
C4	Terrasse inaccessible	$M_t^x$	3.06	2.92	4713.1	1.90	15	Vérifiée
		$M_a^x$	2.04	2.40	3239.4	1.51	15	Vérifiée
	Etage courant	$M_a^x$	2.22	2.92	2189.1	1.64	15	Vérifiée
		$M_t^x$	3.33	2.40	4713.1	2.06	15	Vérifiée
	Commerce (RDC)	$M_t^x$	5.16	2.92	3239.4	2.14	15	Vérifiée
		$M_a^x$	3.44	2.40	3239.4	2.55	15	Vérifiée

Tableau III.18 : récapitulatif des vérifications des contraintes :

### III.3.2 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine C4

On a le même ferrailage pour tous les niveaux

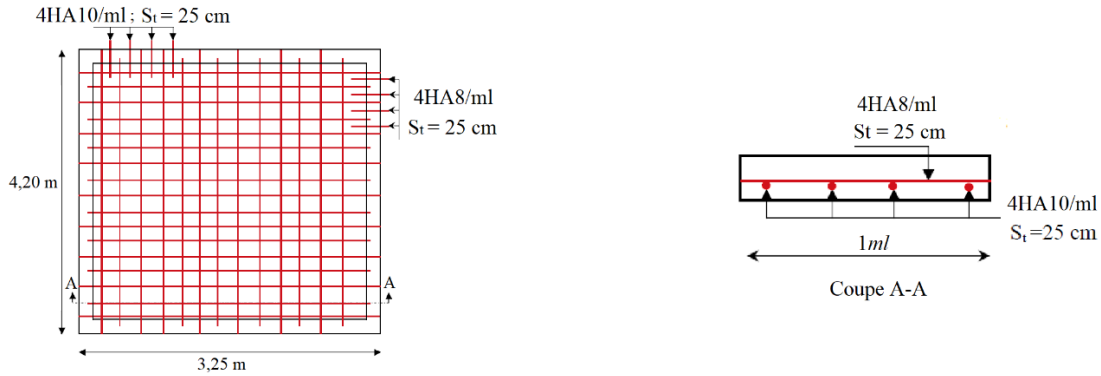


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine C4 avec la coupe A-A

### III.4 : Etude de l'Escalier

Un escalier permet la circulation verticale des usages entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité.

Notre escalier est composé de deux volées qui sont inclinées par un angle  $34.33^\circ$  et elles sont en continuités avec les planchers avec un palier de repos, Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale « L » uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM ou par la méthode des charges équivalentes :

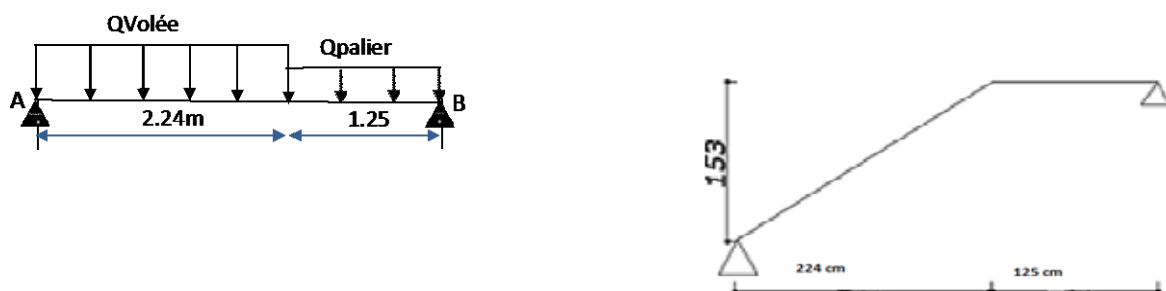


Figure III.5 : Schéma statique de l'escalier

➤ **Evaluation de charge**

**1) A L'ELU :**

$$P_u \text{ volée} = 1.35 G_{\text{volée}} + 1.5 Q$$

$$P_u \text{ palier} = 1.35 G_{\text{Palier}} + 1.5 Q$$

$$\text{Donc } \begin{cases} q_U \text{ volée} = 14.04 \text{ KN/m} \\ q_U \text{ Palier} = 10.58 \text{ KN/m} \end{cases}$$

**Calcul des sollicitations :**

• **Réactions d'appuis :**

$$\sum M/A = 0$$

$$(14.04 \times 2.24 \times 1.12) + (10.58 \times 1.25 \times 2.865) - 3.49 R_B = 0$$

$$R_B = 20.95 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$(14.04 \times 2.24 \times 2.37) + (10.58 \times 1.25 \times 0.625) - 3.49 R_A = 0$$

$$R_A = 23.7 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts internes :**

Pour le calcul on utilise la méthode RDM

$$0 < x < 2.24 \text{ m}$$

$$M(x) = -7.01x^2 + 23.73x$$

$$T(x) = -14.04x + 23.7$$

$$0 < x < 1.25 \text{ m}$$

$$M(x) = 5.29x^2 + 20.95x$$

$$T(x) = -10.58x - 20.95$$

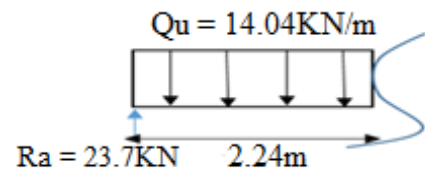


Figure III.6 : Une coupe sur la droite

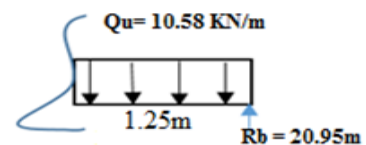


Figure III.7 : Une coupe sur la gauche

$M_{\max} (x= 1.69) = 20.05 \text{ KN.m}$  (le moment maximum se trouve sur la volée).

### Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchants

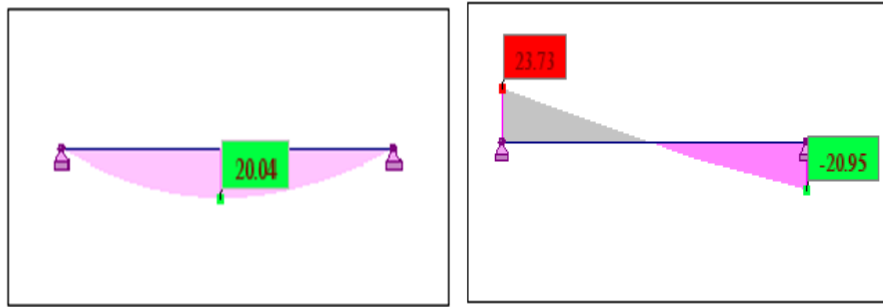


Figure III .8 : schéma représente les diagrammes de moment fléchissant et de l'effort tranchant

#### Sollicitations de calcul :

##### Moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = -0.5M_{\max} = 10.02 \text{ KN/m} \\ M_t = 0.75M_{\max} = 15.03 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

##### 1) AP'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_U \text{ Volée} = 10.12 \text{ KN/m} \\ q_U \text{ Palier} = 7.56 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

##### • les réactions :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_a = 17.08 \text{ KN/m} \\ R_b = 15.03 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

##### • Les moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 12.26 \text{ KN/m} \\ M_a = 5.76 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

#### Le ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section  $(bxh) = 100 * 15$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

$$\text{Avec : } \mu_{bu} = \frac{M}{b d^2 f_{bu}}; A = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4 \alpha) \quad \text{et} \quad A = \frac{M}{Z f_{st}}$$

Les résultats sont résumés ici :

	M (KN/m)	$\mu_{bu}$	A	Z (m)	$A_{CAL}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	A adopt( $cm^2$ )	St (cm)
En Travée	15.03	0.0627	0.081	0.125	3.43	1.57	5HA10 = 3.93	20
En Appui	10.02	0.041	0.053	0.127	2.26	1.57	4HA10 = 3.14	20

Tableau III.19 : Ferrailage des escaliers

### Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow 0.23 * 1 * 0.13 * \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_{cal} > A_{min}$  On ferraille avec  $A_{cal}$  ..... Condition vérifié

### Vérification de l'effort tranchant :

$$t_u = \frac{v_{max}}{b * d} \leq \bar{t}_u = \min \left( 0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Alors } t_u = \frac{23.72 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.182 \text{ MPa} < 3.33 \text{ ..... Condition vérifié}$$

Pas risque de cisaillement alors les armatures transversales sont pas obligatoires

#### ➤ Calcul des armatures de répartition :

- En travée :

$$A_r = \frac{A_t}{4} \rightarrow A_r = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2/m \text{ On choisit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/m$$

- En appui :

$$A_r = \frac{A_a}{4} \rightarrow A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/m \quad \text{On choisit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/m$$

### Vérification des espacements :

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

Armatures longitudinale :  $St = 20 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armature transversale :  $St = 20 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$



**La vérification des contraintes :**

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b_0 * y^3}{3} + 15 * A * (d - y)^2 = 5608,7 \text{ cm}^4$$

$$Y = 3,05 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 6,68 \text{ MPa} \quad \text{donc } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{c'est vérifier}$$

- **En appuis :**

$$I = 3844,8 \text{ cm}^4$$

$$Y = 2,25 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 3,773 \text{ MPa} \quad \text{donc } \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{c'est vérifier}$$

**La vérification de l'Etat limite de déformation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left[ \left( \frac{3}{8} ; \frac{M_t}{20 * M_0} \right) Lx \right] \\ A_t \leq \frac{2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 15 \geq \max \left[ \left( \frac{3}{8} ; 0,0422 \right) 3,25 \right] \quad \text{Donc } 15 \geq 13,81 \\ A = \frac{12,26 * 10^{-3}}{0,126 * 348} = 2,79 \text{ cm}^2 < \frac{2 * b * d}{f_e} = 6,5 \end{array} \right.$$

**Remarque :** Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'y a pas de risque de flèche

**III.4.1 : Schéma de ferrailage escalier**

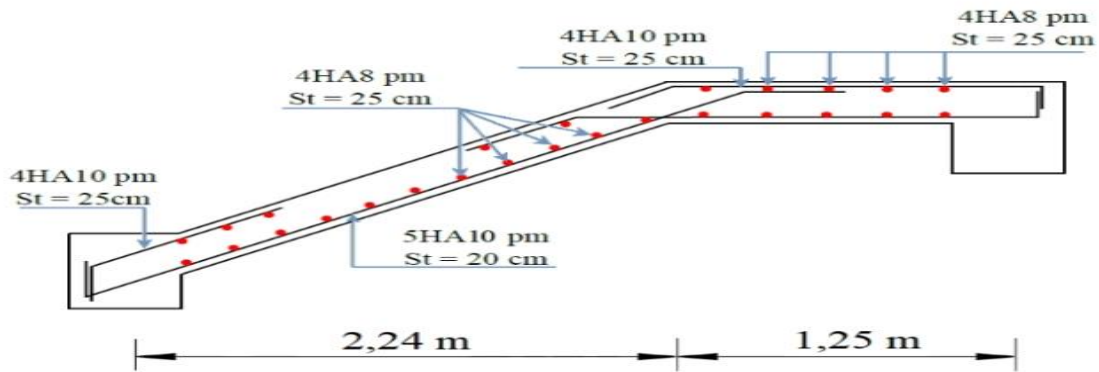


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de l'escalier

### III.5 : Etude de la poutre palière

La poutre palière supporte son poids propre, le poids du mur extérieur et la réaction de l'escalier.

Elle est encadrée sur ses extrémités en prenant en compte la ventilation des moments (moment de torsion).

Son ferrailage se fera en flexion simple à l'ELU (fissuration peu préjudiciable).

#### Prescription du RPA99/version 2003 :

Selon l'article : 7.5.1) :

- ✓  $b \geq 20\text{cm}$
- ✓  $h \geq 30\text{cm}$
- ✓  $1 \leq h/b \leq 4.0$

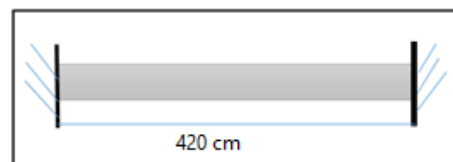


Figure III .10 : Schéma statique de la poutre palier

$$\text{On a : } \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10}$$

On prend :  $h_p = 30\text{cm}$  et  $b_p = 25\text{cm}$  → Toutes Les conditions sont vérifier

#### ➤ Le chargement :

Poids propre de la poutre palière :  $25 * 0,25 * 0,3 = 1,875 \text{ KN}$

Poids du mur :  $2,86 * (1,53 - 0,3) = 3,52 \text{ KN}$

#### • Les réactions :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_b(u) = 20,95 \text{ KN} \\ R_b(s) = 15,03 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_U = 1,35 (3,52 + 1,875) + 20,95 = 28,23 \text{ KN} \\ q_U = (3,52 + 1,875) + 15,03 = 20,43 \text{ KN} \end{array} \right.$$

• **Les sollicitations :**

1) **A L'ELU :**

$$M_{tu} = 0,85 \frac{q_u * l^2}{24} = 17,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -0,5 \frac{q_u * l^2}{12} = -20,74 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 59,28 \text{ KN}$$

2) **A L'ELS:**

$$M_{ts} = 12,46 \text{ KN .m}$$

$$M_{as} = -15,01 \text{ KN .m}$$

$$V_s = 42,9 \text{ KN}$$

Le ferrailage se fait à la flexion simple donc les résultats sont résumés sous forme d'un tableau :

	M (KN.m)	$U_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadpt (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	17,63	0,063	0,081	0,270	1,87	3,75	4HA12=4,52
<b>Appuis</b>	20,74	0,075	0,0269	0,096	2,21	3,75	3HA14=4,62

Tableau III .20 : Ferrailage de la poutre palier

**Les vérifications au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{59,28 * 10^{-3}}{0,25 * 0,28} = 0,84 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée pas risque de cisaillement

**Les armatures transversales à la flexion :**

$$A_t \geq b^* st * \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,8 * f_e} \rightarrow 1,87 > 0,25 \text{ cm}^2$$

Avec

$$st \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \rightarrow 25\text{cm}$$

$$st \leq \min (h ; 25\text{cm}) \rightarrow 25 \text{ cm}$$

Donc on prend  $st = 15 \text{ cm}$

**Les armatures longitudinales :**

$$A_t \geq \left[ V_u - \left( \frac{Ma}{0,9 * d} \right) \right] \rightarrow 2,21 \geq 59,28 * 10^{-3} - \left( \frac{20,74 * 10^{-3}}{400 / 1,15} \right)$$

$$2,21 > -8,02 \quad \text{C'est vérifier}$$

➤ **Calcul des armatures a la torsion :**

Calcul d'armature à la torsion Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée C'est le moment d'appui alors :

$$M^{tor} = - Ma * l/2 = - 21,04 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

U : périmètre de la section

$\Omega$  : aire du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

Al : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0500 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 0,9 \text{ m}$$

$$Al = \frac{M_{tu} * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{21,04 * 10^{-3} * 0,9 * 1,15}{2 * 0,05 * 400} = 4,83 \text{ cm}^2$$

**Les armatures transversales à la torsion :**

$$A_t = \frac{M^{tor} \cdot \sigma_{st} \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{21,04 \cdot 10^{-3} \cdot 0,15 \cdot 1,15}{2 \cdot 0,05 \cdot 400} = 0,907 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u^{tot} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tor} = \frac{M_{tu}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{21,04 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0,05 \cdot 0,05} = 4,208 \text{ MPa} ; \quad \tau_u^{flexion} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{\tau_u^{tor}^2 + \tau_u^{flexion}^2} = 4,29 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa}$$

Donc la condition n'est pas vérifiée alors on doit augmenter la section de la poutre palière

(30\*35)

Donc le poids propre de la poutre palière :  $25 \cdot 0,3 \cdot 0,35 = 2,625 \text{ KN}$

$$q_u = 1,35 (3,52 + 2,625) + 20,95 = 29,25 \text{ KN}$$

$$M_{tu} = 0,85 \frac{q_u \cdot l^2}{24} = 18,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -0,5 \frac{q_u \cdot l^2}{12} = -21,49 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = 61,43 \text{ KN}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés sous forme d'un tableau :

	M (KN.m)	$U_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	18,27	0,039	0,05	0,323	1,62	5,25	5HA12=5,65
<b>En appui</b>	21,49	0,046	0,05	0,323	1,19	5,25	5HA12=5,65

Tableau III.21 : Ferrailage de la poutre palière

**La vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{61,43 \cdot 10^{-3}}{0,25 \cdot 0,28} = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

**Les armatures à la torsion :**

$$\tau_u^{tor} = \frac{M_{tu}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = 2,65 \text{ MPA}$$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{\tau_u^{tor}^2 + \tau_u^{flexion}^2} = 3,18 \text{ MPA} > 3,33 \text{ MPA}$$

Donc la condition est vérifiée

**III.5.1 : Schéma de ferrailage de la poutre palière**

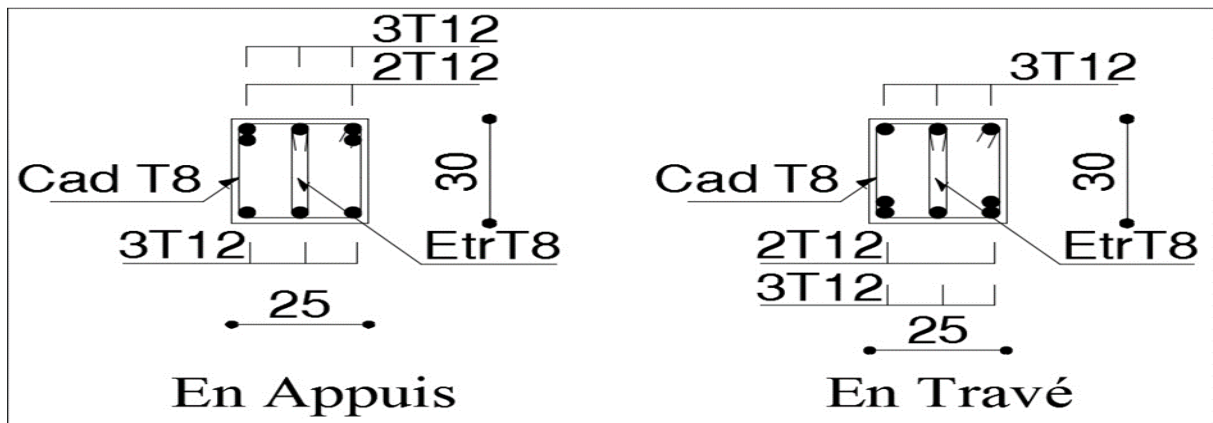


Figure III .11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

**III .6 : Etude de L’acrotère**

L’acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L’ELU et à L’ELS

**Sollicitations :**

Les sollicitations qui agissent sur l’élément secondaire (non structural) sont :

- La charge permanente (poids propre)  $G = 3 \text{ kN/ml}$ .
- La charge d’exploitation (due à une main courante)  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

Les dimensions de l’acrotère sont indiquées sur la figure :

**Evaluation des charges**

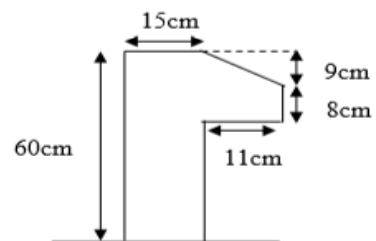
**Poids propre et la surcharge d’exploitation**

**La force sismique :**

Figure III .12 : Coupe transversal de l’acrotère

La force sismique horizontale  $F_P$  est donnée par la formule suivante :

$$F_P = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots (\text{RPA99/2003, Art 6.2.3})$$



[A] : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0.15)

CP :Facteur de force horizontale (Cp = 0.8)

WP : Poids de l'acrotère.

Donc  $F_P = 4 * 0.15 * 0.8 * 3 = 1.44$  KN

**Calcul du centre de pression :**

Les coordonnées du centre de pression sont données comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 9,32 \text{ m} \qquad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 32,7 \text{ m}$$

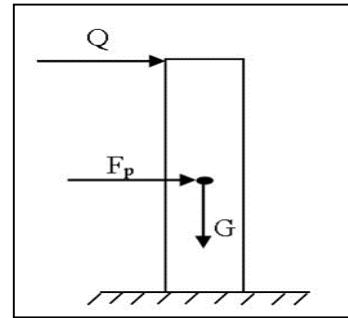


Figure III .13 : Schéma statique de l'acrotère

**Calcul des sollicitations :**

$Q = 1$  KN/m

$M_Q = Q * H = 1 * 0,6 = 0,6$  KN.m

$M_{FP} = F_p * Y_G = 1,44 * 0,327 = 0,47$  KN.m

**Combinaison d'action de l'acrotère :**

Sollicitation	ELU accidentelle	ELU	ELS
Combinaisons de charges	G + Q + FP	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
<b>N (KN)</b>	3	4,05	3
<b>M(KN)</b>	1,07	0,9	0,6

Tableau III .22 : la combinaison d'action de l'acrotère

**Calcul de l'excentricité a l'état accidentel :**

$e = \frac{M}{N} = \frac{1,07}{3} = 0,356$  m

$e > H/6 = 0,1$  m

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ( $e = \frac{M}{N}$ ) par une excentricité totale de calcul =  $e_1 + e_2 + e_a$

Avec :

$e_1$ : Excentricité du premier ordre.

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

$e_2$ : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L/250) \quad \text{Avec}$$

$$H: \text{Hauteur de l'acrotère} = 60\text{cm} \rightarrow e_a = \max(2\text{cm} ; 60/250) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{2 l_f \times (2 + \phi \times a)}{h_0 \times 10^4} (2 + \alpha \phi) \quad (\text{RPA Art A.4.3.5})$$

Avec

$$l_f: \text{La longueur de flambement} \rightarrow 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement égal à 2.

$\alpha$  : le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes ;;;

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \rightarrow e_2 = 0,58 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } e = 35,66 + 0,58 + 2 = 38,24\text{cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 3 \text{ KN} \\ M_u = 3 \times 0,3824 = 1,15 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Le ferrailage :**

**A L'ELU :**

On calcule les armatures à L'ELU, puis on effectue la vérification des contraintes à L'ELS  
 $e_0 > H/6 \rightarrow$  La section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif MF rapporté au centre de gravité des armatures tendues

$$MF = M_u + N_u (d - h/2) = 1,15 + 3 (0,12 - 0,15/2) = 1,285 \text{ KN.m} \quad MF = 1,285 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1,285 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,0063 < 0,932 = \mu_l \text{ alors } A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0079$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,119\text{m}$$

$$A = \frac{M}{Z f_{st}} = 0,31 \text{ cm}^2$$



**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow 0.23 * 1 * 0.12 * \frac{2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_{cal} \rightarrow \text{On adopte } A_u = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Espacement**

$$\text{Armatures principales : } St < \frac{b}{3} = 33.3 \text{ cm} \text{ On prend } St = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartition : On prend aussi } St = 10 \text{ cm}$$

**Vérification au cisaillement**

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

$$\bar{\tau}_u \leq \min( (0.2 * f_{c28}) / 1.5 ; 3 \text{ MPa} ) \rightarrow \bar{\tau} \leq 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.44 + 1 = 2.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2.44 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.020 \text{ MPa}$$

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

**Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_u} \text{ avec } \sum \mu_u : \text{La somme des périmètres des barres .}$$

$$\sum \mu_u = n * \phi * \pi = 10.04 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \text{ la condition est vérifiée pas de risque par rapport à l'adhérence}$$

**A L'ELS (Vérification de contraintes) :**

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

- Contrainte limite du béton
- Contrainte limite de l'acier D'après le BAEL 91,

La vérification des contraintes se fait de façon suivante :

**Position de l'axe neutre :**

On a :  $d = 0,12 \text{ m}$

$$C = d - e_A$$

tel que  $e_A$  : distance de centre de pression C a la fibre la plus comprimée B la section

$$e_A = \frac{M_s}{N_s} \rightarrow e_A = \frac{0,6}{3} = 0,2 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,025 \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$C = d - e_A = 0,12 - 0,2 = -0,08 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + C$$

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

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

$$A' = 0 \rightarrow$$

$$p = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d-c) \rightarrow p = -3(0,08)^2 + 90 \frac{2,01 \times 10^{-1}}{1} (0,12 - 0,08) = -0,02 \text{ m}^2$$

$$q = -3(0,08)^2 + 90 \frac{2,01 \times 10^{-1}}{1} (0,12 - 0,08)^2 = 0,0011 \text{ m}^3$$

Par itération  $y_c = 0,275 \text{ m} \rightarrow y = 0,0187 \text{ m}$

**Calcul des contraintes :**

$$\mu t = \frac{b}{2} y^2 - 15(d-y) = 1,29 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = (N_{ser} / \mu t) \cdot y = 3,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = (15 \times N_{ser} / \mu t) \cdot (d-y) = 35,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ MPa}$$

### III.6.1 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

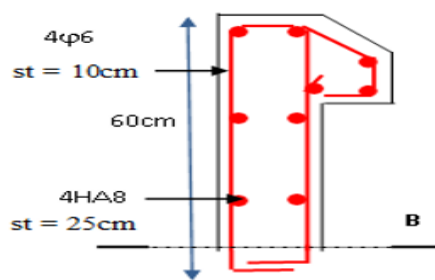


Figure III .14 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.7 : Etude de L'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit avoir une épaisseur suffisante pour qu'elle puisse reprendre les charges importantes au quelle elle est soumise (machine + ascenseur), après le dimensionnement de l'épaisseur des dalles pleine on a adopté sur une épaisseur de 20 cm.

$L_x = 205 \text{ cm}$ ,  $l_y = 205 \text{ cm}$  dans une surface  $S = 4,20 \text{ m}^2$

**Dalle sous ascenseur :**

**Evaluation des charges et surcharges :**

$$P = PM + DM + \text{Charge nominale} = 15 + 82 + 6,3 = 103,3 \text{ KN}$$

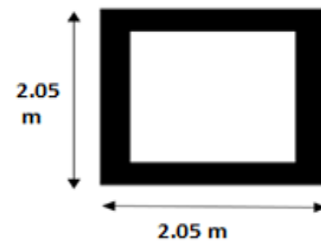


Figure III.15 : Schéma de l'ascenseur

- La charge permanente Poids de la dalle en béton

armet des revêtements :

( On a un revêtement en beton d'épaisseur  $e = 5 \text{ cm}$  )

$$G = \gamma \times e = 25 \times 0,14 + 25 \times 0,05 = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de la cuvette (la réaction) :  $G_{cuvette} = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{2,72} = 37,5 \text{ KN/m}^2$

Alors : La charge totale c'est :  $G_t = 43,75 \text{ KN/m}$

La charge d'exploitation (local technique). D'après l'article (7.4 DTR BC2-2 partie IV charges d'exploitation),.....  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 60,56 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 44,75 \text{ KN/m}^2$$

**Chargement uniformement repartis :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle porte sur les deux sens}$$

**Les sollicitations :**

**A L'ELU :** (  $\rho = 1$  Et  $v = 0$  )

$$\mu_x = 0,0392 \quad M_0^x = u_x * q_u * l_x^2 = 6,46 \text{ KN/m}$$

$$\mu_y = 0,9322 \quad M_0^y = u_y * M_0^x = 6,03 \text{ KN/m}$$

**Moments en travees :**

$$\{M_x^t = 0,85 * M_0^x = 5,49 \text{ KN.m} \quad \{M_y^t = 0,85 * M_0^y = 5,12 \text{ KN.m}$$

**Moments en appuis :**

$$\{M_x^a = -0,3 * M_0^x = -1,94 \text{ KN.m} \quad \{M_y^a = -0,3 * M_0^y = -1,81 \text{ KN.m}$$

**Le ferrillage :**

Se fait a la flexion simple pour une bande de 1m, Le diametre des barres utilisees doit etre :

$\emptyset \leq \frac{h}{10} \rightarrow \emptyset \leq \frac{14}{10} = 1.4\text{cm}$  donc on prend des barres de  $\emptyset = 12 \text{ mm}$  pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\emptyset_x}{2} + e\right) \rightarrow d_x = 14 - (1,2/2 + 1.4) = 12 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\emptyset_x}{2} + \emptyset + e\right) \rightarrow d_y = 11 \text{ cm}$$

Les resultats sont resume sous forme dun tableau :

		M (KN.m)	$U_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	Acal ( $\text{cm}^2$ )	Amin ( $\text{cm}^2$ )	Aadpt ( $\text{cm}^2$ )	St (cm)
En travee	XX	5,49	0,012	0,015	0,179	0,882	1,6	5HA8=2,51	20
	YY	5,12	0,012	0,015	0,177	0,882	1,6	5HA8=2,51	20
En appuis	XX	1,94	0,004	0,005	0,174	0,349	1,6	5HA8=2,51	20
	YY	1,81	0,005	0,006	0,162	0,350	1,6	5HA8=2,51	20

Tableau III.23 : Ferrailage de l'asenseur

### La verification de la condition de non fragilite :

Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0,4$  :

$$\text{En travee : } A \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) * b * h \rightarrow A_t = 2,51 \geq 0,008 \left(\frac{3-1}{2}\right) * 100 * 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) * b * h \rightarrow A_a = 2,51 \geq 0,008 \left(\frac{3-1}{2}\right) * 100 * 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

C'est verifier

### Espacement des armatures :

$$\text{Armatures selon } L_x : St = 20\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures selon } L_y : St = 20\text{cm} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

### Verification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b * d} < \bar{\tau}_u = 0.05 * f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } V^{\max} = \frac{q_u * l_x}{2 * (1 + \frac{\rho}{2})} \rightarrow V^{\max} = \frac{60,56 * 1,65}{2 * (1 + \frac{1}{2})} = 33,3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b * d} = \frac{33,3 * 10^{-3}}{1 * 0,12} = 0,277 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas risque de cisaillement}$$

### Verification a L'ELS :

**Etat limites de compression du beton :**

La fissuration est peu nuisible donc la verification a faire est celle de la contrainte de compression du beton

$$\sigma_{bc} = M_s * \frac{y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \quad ; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25 = 15\text{KN}$$

On a : ( v = 0,2 Et ρ = 1 )

$$\mu_x = 0,0465 \quad M_0^x = u_x * q_s * l_x^2 = 5,67 \text{ KN/m}$$

$$\mu_y = 0,9543 \quad M_0^y = u_y * M_0^x = 5,40\text{KN/m}$$

**Moments en travees :**

$$\{M_x^t = 0,85 * M_0^x = M_y^t = 0,85 * 5,67 = 4,81 \text{ KN.m}$$

**Moments en appuis :**

$$\{M_x^a = -0,3 * M_0^x = M_y^a = - 1,7 \text{ KN.m}$$

Resultats de calcul des contraintes sont represente sous forme d'un tableau :

Position	M <sub>ser</sub> (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Travée xx = yy	4,81	2.51	3.32	9333.47	1.86	15	vérifiée
Appuis xx = yy	-1.7	2.51	3.32	9333.47	0.65	15	vérifiée

Tableau III .24 : Vérification des contraintes à l'ELS

On a une fissuration peut nuisible donc la vérification des contraintes d'acier n'est pas nécessaire

**Vérification de la flèche**

Conditions de la vérification de la flèche Données :

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

$$1) \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 * M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{165} = 0,121 \geq 0,084 \dots \dots \text{ vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b*d} \leq \frac{2}{fe} \Leftrightarrow 0,0013 \leq 0,005 \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

$$3) l < 8m \Leftrightarrow 1,65 \text{ m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{ Verifiée}$$

**Dalle au-dessous de l'ascenseur :**

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surface d'impact (a<sub>0</sub>×b<sub>0</sub>) agit sur une aire (u.v).

On doit calculer la surface d'impact U×V

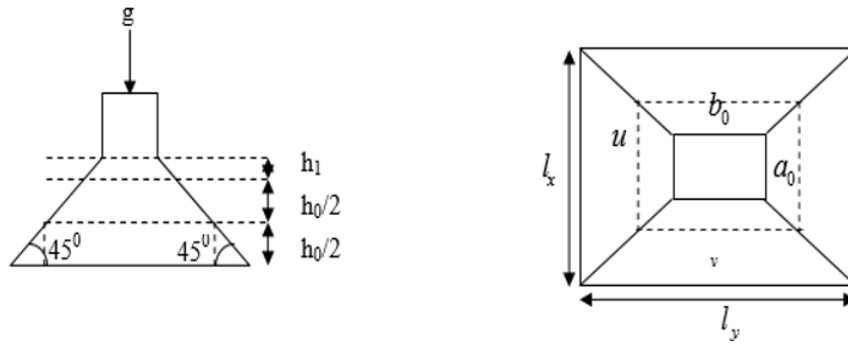


Figure III.16 : Schéma représente la surface d'impacte

**Calcul du rectangle d'impact**

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$a_0 \times b_0$  : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$  : Surface d'impact.

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow Dimensions // \grave{a} l_x \\ b_0, V \rightarrow Dimensions // \grave{a} l_y \end{cases}$$

Avec :  $a_0 \times b_0$  surface de charge =  $(120 \times 120) \text{ cm}^2$

$h_1$  : Espacement du revêtement (5cm)

$\xi$  : Coefficient qui dépend du type de revêtement qui égale à :

- \* 0,75 si le revêtement moins de résistance
- \* Si le revêtement béton, ce qui le cas pour cette dalle.

$$\begin{aligned} U &= 120 + 20 + 2 * 1 * 5 = 150\text{cm} & \left\{ \begin{array}{l} l_x = 165 \text{ cm} \\ l_y = 165 \text{ cm} \end{array} \right\} \\ V &= 120 + 20 + 2 * 1 * 5 = 150\text{cm} \end{aligned}$$

**Evaluation des moments sous charge concentrée**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \text{ Avec : } \nu \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$M^1$  et  $M^2$  sont des coefficients donnés par l'abaque de Mougins

En fonction de  $\frac{u}{l_x}$  et  $\rho$  ;  $M_2$  en fonction de  $\frac{v}{l_y}$  et  $\frac{v}{l_x}$  et  $\rho = 1,00$

**ELU :**

On a  $\rho = 1 > 0,4$  Donc la dalle travaille dans les deux sens

$$\vartheta = 0 \rightarrow \begin{cases} M1 = 0,055 \\ M2 = 0,06135 \end{cases}$$

$$\text{Alors } \frac{u}{l_x} = \frac{150}{165} = 0,91 \quad \text{Et} \quad \frac{v}{l_y} = \frac{150}{165} = 0,91$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{personnes} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{KN}$$

$$p_U = 1.35 * g = 1.35 * 103.3 \rightarrow P_U = 139.45 \text{KN}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} M_{x1} = 0,055 * 139,45 = 7,66 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 8,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment du aux poids propre de la dalle :**

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,87 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**La superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,53 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moment en travées :**

$$M_t^x = 0,85 \times 8,53 = 7,25 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times 9,23 = 7,48 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times 9,23 = 2,77 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d = 18 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Localisation	Mt(KN.m)	Ma (KN.m)	At cal (cm <sup>2</sup> )	Aa cal (cm <sup>2</sup> )	At adopté(cm <sup>2</sup> )	Aa adopte (cm <sup>2</sup> )
Sens xx	7,25	2,77	1,15	0,442	3HA8=3.39	3HA12= 3.39
Sens yy	7,48	2,77	1,19	0,442	3HA8=3.39	3HA12=3.39

Tableau III .25 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur

**Vérification au non poinçonnement :**

C'est la vérification de la déformation de la dalle sous la charge concentrée au point d'application de la charge, Elle est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \text{ BAEL 91 (article V.3.c)}$$

$Q_u$  = Charge de calcul à l'état limite.

H : Epaisseur de la dalle.

$U_c = 2(u+v) = 600$  cm : Périmètre du rectangle d'impact

$$139,45 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 6 \times 0,14 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 900 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b * d} < \bar{\tau}_u = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

On a une charge concentre avec  $u = v$

$$V^{\max} = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{139,45}{1,5 \times 3} = 30,99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b*d} = \frac{30,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,258 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,05 * f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots \text{ Vérifier}$$

**Espacement des barres :**

Sens xx :  $St = 25$  cm :  $St = 25$  cm  $\leq$  min (3h , 33 cm) = 33 cm

Sens yy :  $St = 25$  cm  $\leq$  min (4h, 45 cm) = 45 cm

**L'ELS : ( $\vartheta = 0,2$ )**

**Les moments engendrés par le système de levage :**

$$q_{ser} = G = 103,3 \text{ KN}$$



$$M_{x1} = (M1 + \nu M2) q_{ser} = (0,064 + 0,2 \times 0,0724) * 103,3 = 8,106 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{ser} = 8,8 \text{ KN.m}$$

**Les moments dus aux poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = Q+G = 44,75 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = u_x * q_s * l_x^2 = 4,06 \text{ KN/m}$$

$$M_{y2} = u_y * M_0^x = 2,49 \text{ KN/m}$$

**La superposition des moments**

$$\left[ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,1 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,3 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**Moment en travées :**

$$M_t^x = 0,85 \times 12,1 = 10,3 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times 11,3 = 9,6 \text{ KN.m}$$

**Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times 11,3 = -3,4 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés ici :

Localisation	Sens	Mser	A	Y	I	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$
Travée	XX	10,3	1,66	2,755	6133,62	4,41	15
	YY	9,6	1,54	2,66	5749,48	4,4	15
Appui	/	3,4	0,54	1,63	2242,79	2,47	15

Tableau III .26 : Vérification des contraintes à l'ELS

**III .7.2 : Le schéma de ferrailage :**

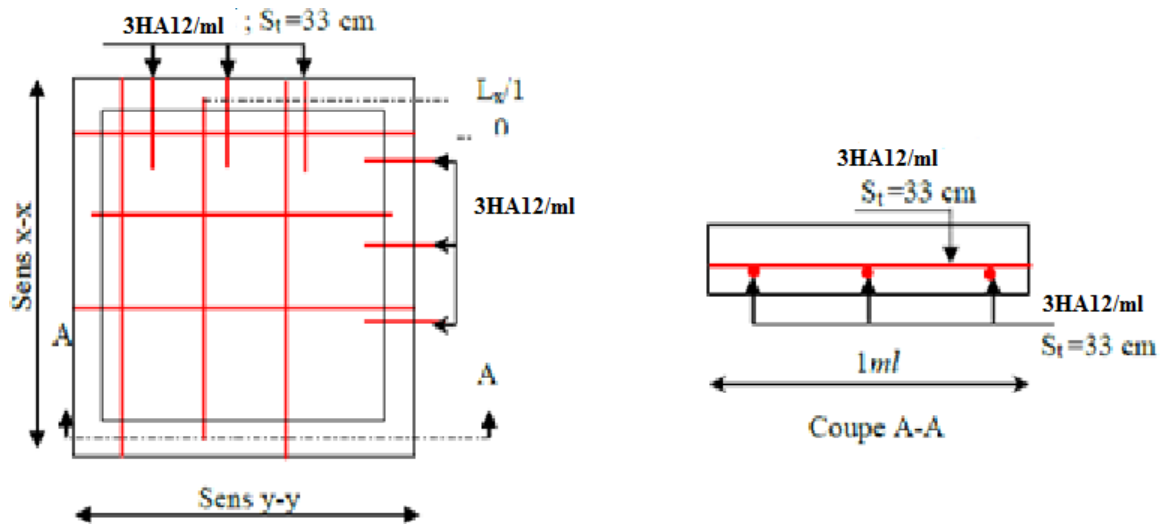


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de l'ascenseur

### III.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

# **Chapitre IV**

## IV.1. Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des changements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

### ➤ Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

## IV.2. Le choix de la Méthode de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois principales méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale
- Méthode statique équivalente
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

### ➤ Méthode statique équivalente :

#### IV.2.1. Méthode statique équivalente :

##### - Principe :

Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

#### IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

##### - Principe :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche 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 vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la

méthode dynamique doivent être majorés de  $(0.8 V_{st}/V_{dyn})$ .

Avec,  $V_{dyn}$  : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W \quad W : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de la zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- W : Poids total de la structure
- R : Coefficient de comportement de la structure
- Q : Facteur de qualité.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure

- Groupe d'usage (2)
- Zone sismique (IIa)

⇒ **A=0.15**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portique voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**.

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.4)}$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est.

Les observés ou non valeurs à retenir sont dans le tableau IV.1

(le calcul se fait dans les deux sens)

" Critère q "	Observe	Pq /xx	Observe	Pq /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	<b>0</b>	oui	<b>0</b>
2- Redondance en plan	oui	<b>0</b>	oui	<b>0</b>
3- Régularité en plan	oui	<b>0</b>	oui	<b>0</b>
4- Régularité en élévation	oui	<b>0</b>	oui	<b>0</b>
5- Contrôle de qualité des matériaux	non	<b>0.05</b>	non	<b>0.05</b>
6- Contrôles de qualité des execution	Oui	<b>0</b>	Oui	<b>0</b>

**Tableau IV.1.** Valeurs des pénalités

$$Q_x = 1,05$$

$$Q_y = 1,05$$

$W = \sum_{i=1}^n w_i$  avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$  RPA99 (Formule 4.5)

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires à la structure est de 44365.6539KN.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Le poids de la structure est :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 < T < 3s \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec  $\eta$  : F acteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 7 \quad \text{D'où : } \eta = 0,881$$

On a un site ferme (S2) donc

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{array} \right.$$

### Estimation de la période fondamentale de la structure T

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99/Version2003 suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} T = CT h^{3/4} \\ T = \frac{0,09 h_N}{L_{x,y}} \end{array} \right.$$

Avec :

$h_N$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure  $h_N = 30,6m$ .

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, (tableau 4.6 du RPA99/2003).

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,  $C_T = 0,05$ .

$$T = 0,05 \times (30,6)^{3/4} = 0,65s \dots \dots \dots (I)$$

L : Dimension maximale du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$L_x = 25 \text{ m} ; \quad L_y = 21,6 \text{ m}.$$

Calcul de la période suivant l'axe longitudinal (x) :

$$T_x = \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{25}} = 0,55s \dots \dots \dots (II)$$

Entre (I) et (II) on prend le minimum défavorable :  $T_x = \min(0,571, 0,65) \rightarrow T_x = 0,571s$

Calcul de la période suivant l'axe transversal (y) :

$$T_y = \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{21,6}} = 0,59s \dots \dots \dots (III)$$

Entre (I) et (III) on prend le minimum défavorable :  $T_y = \min(0,59, 0,65) \rightarrow T_y = 0,59s$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1,3 \times 0,571 \Rightarrow T_x = 0,72s \\ T_y = 1,3 \times 0,59 \Rightarrow T_y = 0,77s \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne pour les deux sens : } D = \begin{cases} D_x = 1,649 \\ D_y = 1,574 \end{cases}$$

**a) La force sismique totale à la base de la structure est**

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

$$V_x = 2304,5073 \text{ KN}$$

$$V_y = 2199,6934 \text{ KN}$$

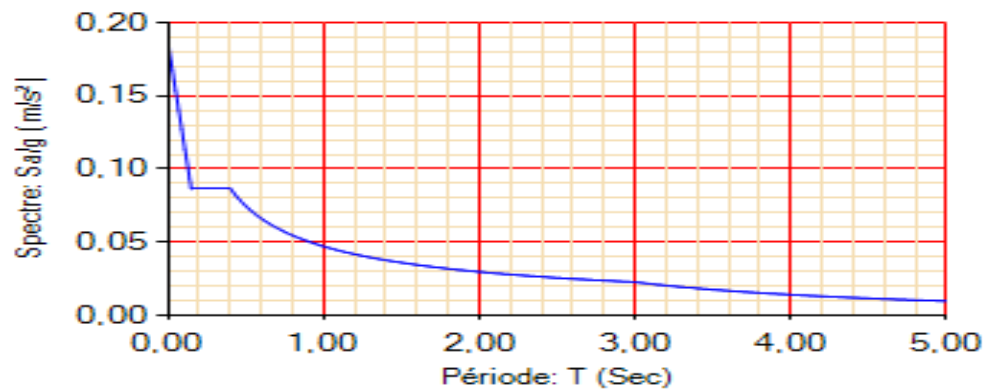
**IV.2.2. Méthode dynamique modale spectrale**

**IV.2.2.1. Principe :**

Le principe de cette méthode est d'estimer les efforts sismiques engendré pour chaque mode d'établir ainsi un spectre de réponse en se servant des expressions

suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{Cas1: } 1,25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{Cas2: } 2,5\eta (1,25 A) \frac{Q}{R} & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{Cas3: } 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ \text{Cas4: } 2,5\eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$



**Figure.IV.1** spectre de reponse dans les deux sens

➤ **La disposition des voiles de contreventement**

La forme architecturale et la présence de commerces dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles- portiques. Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure IV.2



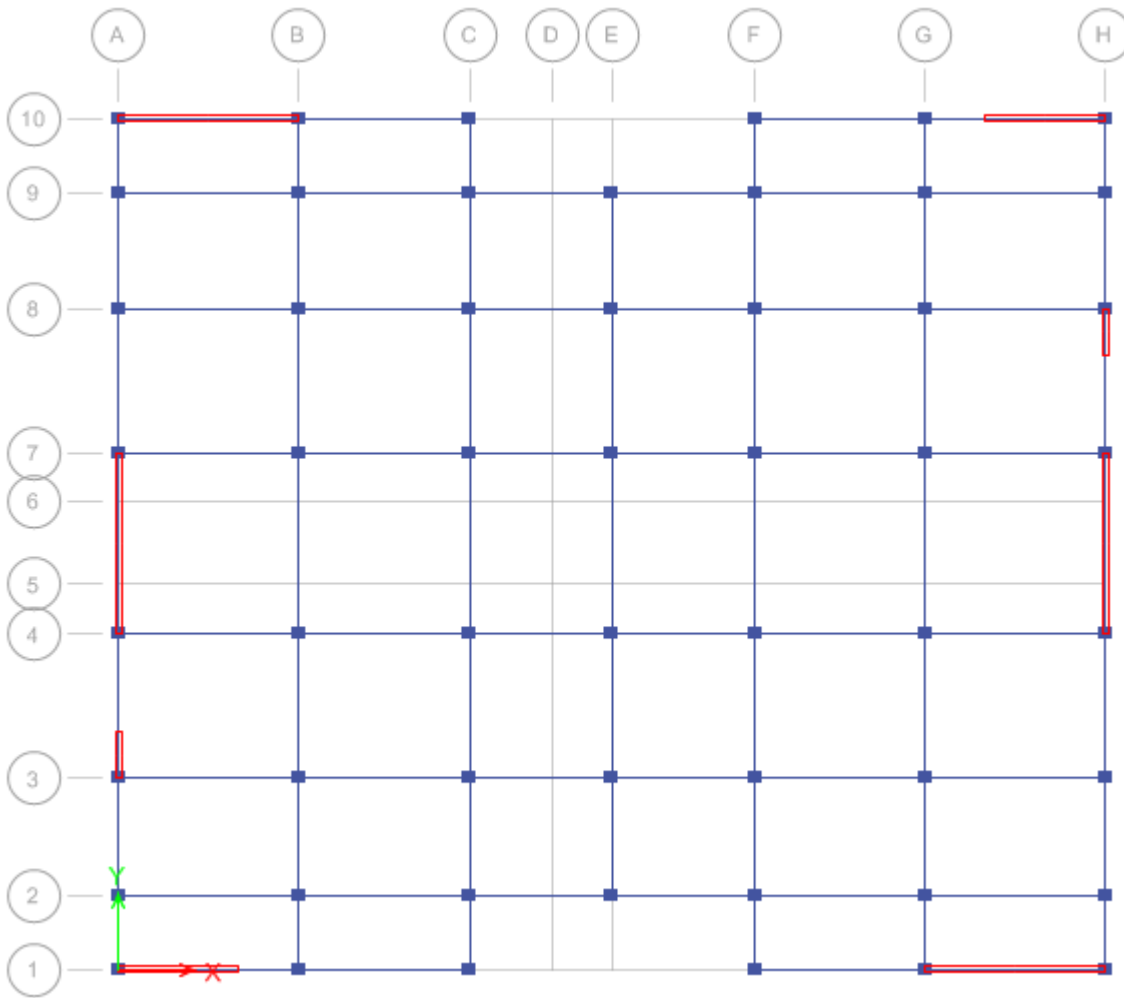
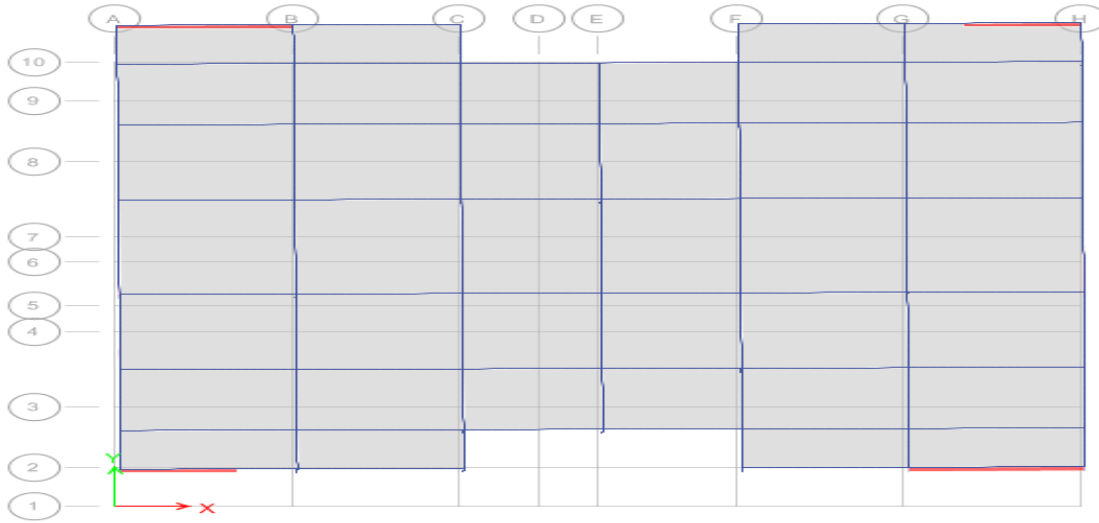
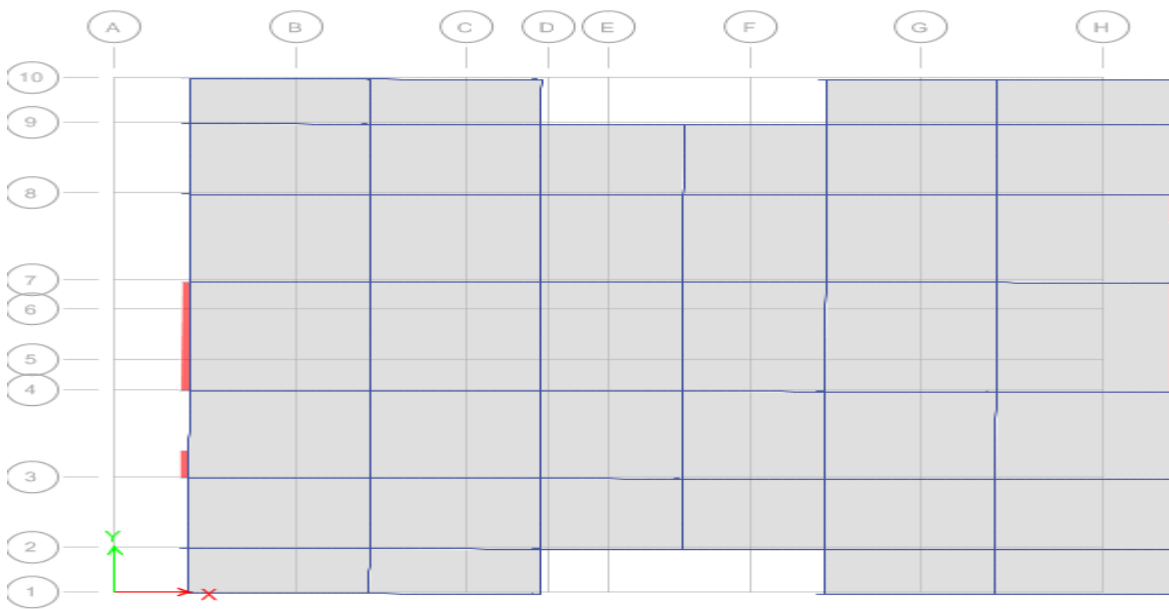


Figure IV .2. La disposition des voiles



**Figure IV .3** 1<sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant y-y)



**Figure IV.3** 2<sup>eme</sup> mode de déformation (translation suivant x-x)

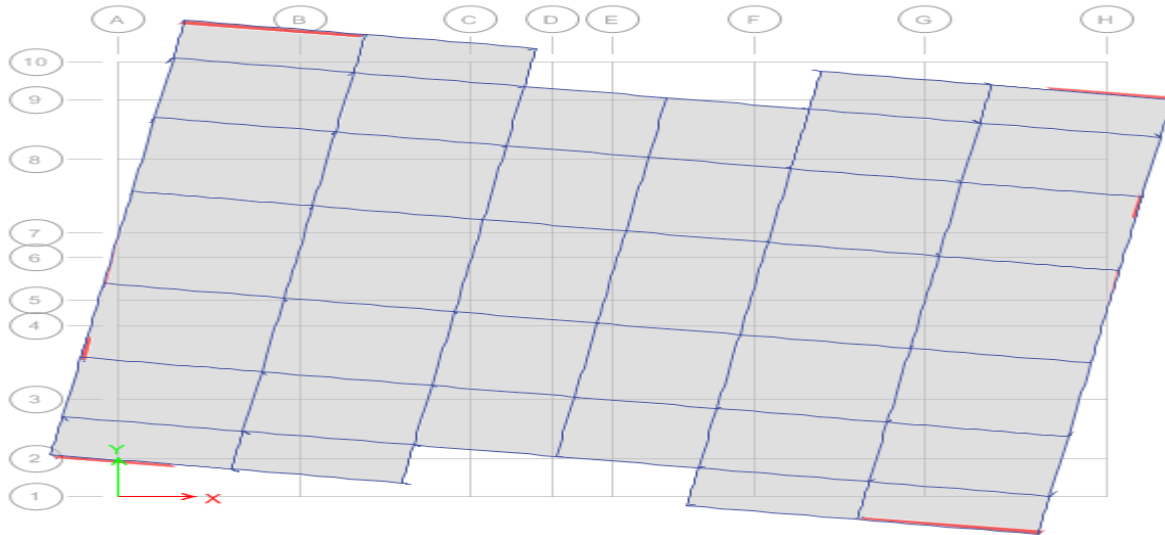


Figure IV.4 3<sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z)

### IV.3. Les Vérifications exigés par le RPA99/2003

#### IV.3.1. Les périodes de vibration et le taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau IV.2 donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique

Mode	Period [sec]	(%) de la Masse modal		(%) Cumulé de la masse modale	
		Suivant x(U <sub>x</sub> )	Suivant y(U <sub>y</sub> )	Suivant x(U <sub>x</sub> )	Suivant y(U <sub>y</sub> )
1	0,765	0,0017	0,6859	0,0017	0,6859
2	0,726	0,6746	0,0017	0,6762	0,6876
3	0,541	0,0001	0,0004	0,6763	0,688
4	0,219	0,0001	0,1686	0,6764	0,8566
5	0,201	0,1772	0,0001	0,8536	0,8567
6	0,143	0,00001082	0,0001	0,8536	0,8568
7	0,104	0,00001112	0,0686	0,8536	0,9254
8	0,093	0,0701	0,000009762	0,9237	0,9254
9	0,066	0,000004316	0,0002	0,9237	0,9256

**Interprétation des résultats**

Ce modèle présente une période fondamentale :

$$\begin{cases} T_x = 0,72s \\ T_y = 0,76 s \end{cases}$$

**IV.3.2.Vérification de l'interaction voiles portiques****IV.3.2.1 Sous charges verticales**

$$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voile}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\Sigma F_{voile}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voile}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$

**Tableau IV.3** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales

Niveaux	charges verticales (KN)		charges verticales (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Etage 9	-3788,7816	-757,2087	83,34	16,65	Vérifiée
Etage 8	-7571,8117	-1670,5238	81,92	18,07	Vérifiée
Etage 7	-11458,4247	-2535,9698	81,87	18,12	Vérifiée
Etage 6	-15678,0818	-3199,088	83,05	16,94	Vérifiée
Etage 5	-19757,987	-4001,958	83,15	16,84	Vérifiée
Etage 4	-24312,139	-4481,9525	84,43	15,56	Vérifiée
Etage 3	-28632,8671	-5195,3709	84,64	15,35	Vérifiée
Etage 2	-33535,8494	-5498,5614	85,91	14,08	Vérifiée
Etage 1	-38123,1229	-6117,4606	86,17	13,82	Vérifiée
rdc	-43356,5081	-6282,9294	87,34	12,65	Vérifiée

**VI.3.2.2 Sous charges horizontales**

$$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voile}} \geq 25\%. \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\Sigma F_{voile}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voile}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Etages	Sens x-x				Sens y-y			
	Portique (kN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portique (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
Etage 9	481,561	245,044	66,27	33,72	344,846	211,992	61,92	38,07
Etage 8	449,866	363,020	55,34	44,65	338,064	372,887	47,55	52,44
Etage 7	450,691	557,239	44,71	55,28	351,256	555,629	38,73	61,26
Etage 6	663,682	553,895	54,50	45,49	543,353	558,786	49,29	50,70
Etage 5	586,848	794,241	42,49	57,50	493,413	774,223	38,92	61,07
Etage 4	750,076	786,782	48,80	51,19	651,087	768,741	45,85	54,14
Etage 3	620,306	1042,762	37,29	62,70	553,3457	998,73	35,65	64,34
Etage 2	676,099	1095,480	38,16	61,83	615,468	1055,674	36,82	63,17
Etage 1	474,866	1389,559	25,46	74,53	452,948	1318,837	25,56	74,43
RDC	531,167	1383,821	27,73	72,26	541,507	1301,636	29,37	70,62

**Tableau IV.4** Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales

**Interprétation des résultats :** Les résultats obtenus montrent que l'interaction voiles portiques est vérifiée sous chargement horizontal et vertical, mais en éliminant la partie infra structure car elle n'est pas concernée par l'étude sismique.

#### IV.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue  $V_{dy}/V_{st}$  ne doit pas être inférieur à 80%, ce rapport est résumé dans le tableau suivant

**Tableau IV.5** Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens	$V_{dyn}$ (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	Observation
X-X	1913.48	1843.605	Verifier
Y-Y	1876.99	1759.754	Verifier

**Remarque :** Dans le cas où l'effort tranchant à la base n'est pas vérifié, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale vont être majorées de  $(0,8V_{st}/V_{dyn})$ .

**Interprétation des résultats :** La condition des efforts tranchants est vérifiée.

#### VI.3.4. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$ .

$R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la

Hauteur de l'étage, C.à.d. :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  ;

Avec :  $h_e$  la hauteur de l'étage

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Sens XX						Sens YY				
	$h_k(\text{cm})$	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\delta_{k(\text{cm})}$	$\delta_{k-1}(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k/h_k \%$	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\delta_{k(\text{cm})}$	$\delta_{k-1}(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k/h_k \%$
<b>RDC</b>	306	0,034	0,171	0	0,171	0,056	0,040	0,204	0	0,204	0,066
<b>Etage 1</b>	306	0,106	0,534	0,171	0,363	0,118	0,124	0,623	0,204	0,419	0,136
<b>Etage 2</b>	306	0,204	1,022	0,534	0,488	0,159	0,234	1,1705	0,623	0,547	0,178
<b>Etage 3</b>	306	0,321	1,608	1,022	0,586	0,191	0,363	1,819	1,170	0,648	0,211
<b>Etage 4</b>	306	0,450	2,251	1,608	0,642	0,209	0,503	2,5175	1,819	0,698	0,228
<b>Etage 5</b>	306	0,586	2,934	2,251	0,683	0,223	0,649	3,2495	2,517	0,732	0,239
<b>Etage 6</b>	306	0,724	3,623	2,934	0,689	0,225	0,794	3,972	3,249	0,722	0,236
<b>Etage 7</b>	306	0,862	4,31	3,623	0,686	0,224	0,935	4,6795	3,972	0,707	0,231
<b>Etage 8</b>	306	0,993	4,966	4,31	0,656	0,214	1,068	5,344	4,679	0,664	0,217
<b>Etage 9</b>	306	1,117	5,586	4,966	0,62	0,202	1,189	5,945	5,344	0,601	0,196

**Tableau IV.6** Vérification des déplacements de niveaux

### IV.3.5 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

L'effet P- $\Delta$  (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :  $P_k$  : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

$V_k$  : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

$h_k$  : hauteur d'étage K.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau IV.7** Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

Niveau	h <sub>k</sub> (m)	P <sub>k</sub> (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (m)	V <sub>k</sub> (KN)	$\theta_K$	$\Delta_k$ (m)	V <sub>k</sub> (KN)	$\theta_K$
			<b>RDC</b>	306	44365,65	0,1715	1913,480	0,012
<b>01</b>	306	39522,86	0,363	1858,070	0,025	0,419	1817,748	0,029
<b>02</b>	306	34872,75	0,488	1761,456	0,031	0,5475	1726,591	0,036
<b>03</b>	306	30222,64	0,586	1654,570	0,034	0,6485	1618,939	0,039
<b>04</b>	306	25744,56	0,6425	1524,581	0,035	0,6985	1488,560	0,039
<b>05</b>	306	21266,48	0,6835	1372,398	0,034	0,732	1339,927	0,037
<b>06</b>	306	16939,77	0,689	1198,491	0,031	0,7225	1166,337	0,034
<b>07</b>	306	12613,06	0,6865	991,470	0,028	0,7075	967,770	0,030
<b>08</b>	306	8417,065	0,656	757,207	0,023	0,6645	733,402	0,024
<b>09</b>	306	4221,070	0,62	448,876	0,019	0,601	435,336	0,0190

**Interprétation des résultats :** On remarque que les valeurs de  $\theta_k$  Inférieur à 0.1 donc l'effet (P- $\Delta$ ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

#### IV.5.4.2 Vérification de l'effort normal réduit

**IV.5.4.3** Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l'effort normal de compression de calcul est Limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times F_{cl}} \leq 0,3 \text{ ...RPA99/version 2003(Art: 7.4.3.1). L'effort sera Vérifié à ELA.}$$

N<sub>d</sub> : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B<sub>c</sub> : est l'aire (section brute) de cette dernière

f<sub>cj</sub> : est la résistance caractéristique du béton.

Niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (KN)	U	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire (cm <sup>2</sup> )			
55×60	55	60	3300	2175.25	0,260	Vérifiée
50×55	50	55	2750	1954.092	0,257	Vérifiée
45× 50	45	50	2250	1527.331	0,229	Vérifiée
40× 45	40	45	1800	1121.593	0,198	Vérifiée
35× 40	35	40	1400	742.602	0,139	Vérifiée
30*35	30	35	1050	387.456	0,070	Vérifiée

**Tableau IV.8** Vérification de l'effort normal réduit

**Interprétation des résultats :** On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3, Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

#### VI .4. Conclusion :

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel Dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela, est effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et vertical), on a opté pour des voiles d'épaisseur  $e = 15\text{cm}$ . Le nombre total des voiles prévus est de 08, disposés selon le sens xx 04 voiles et 04 selon le sens yy. Ces voiles vont supporter au moins de 25% de l'effort horizontal et au plus de 20% d'efforts vertical.

Et des portiques poteaux- poutres, les des poteaux de dimension  $55*60\text{cm}^2$  au niveau du sous-sol,  $50*55\text{cm}^2$  au niveau du RDC et 1<sup>er</sup>,  $45*50\text{cm}^2$  pour le 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages,  $40*45\text{cm}^2$  pour le 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages,  $35*40\text{cm}^2$  pour le 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étages,  $30*35\text{cm}^2$  pour le 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étages et des poutres de  $35*40\text{cm}^2$  pour le sens principal et pour le sens secondaire des poutres de  $30*35\text{cm}^2$ . La modélisation qui a été faite avec le logiciel ETABS, nous a donnée des résultats satisfaisant vis-à-vis des exigences des règles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1<sup>er</sup> selon yy et le 2<sup>ème</sup> selon xx, et le 3<sup>ème</sup> est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 07 selon xx et dans le mode 08 selon yy.

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4), donc la condition des RPA99/2003 est vérifiée.



L'effort tranchant à la base du bâtiment dans le sens x-x est vérifié.



# **Chapitre V**

### V.1.Introduction

Après avoir calculé les sollicitations avec le logiciel **ETABS2016**, nous allons déterminer les Sections d'aciers nécessaires pour la résistance et à la stabilité des éléments porteurs principaux. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

### V.2.Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée selon la combinaison des sollicitations les plus défavorables suivant les exigences du CBA et les recommandations de RPA99/2003.

- $1.35 G + 1.5 Q$  ..... (1)
- $G + Q$  .....(2)
- $G + Q \pm Ex$  .....(3)
- $G + Q \pm Ey$  ..... (4)
- $0.8G \pm Ex$  ..... (5)
- $0.8G \pm Ey$ ..... (6)

Le ferraillage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivants

- $N^{max} \rightarrow M^{correspondant}$
- $M^{max} \rightarrow N^{correspondant}$
- $N^{min} \rightarrow M^{correspondant}$

#### V-2-1 Recommandations du RPA99/2003

##### V.2.1.1 : les armatures longitudinales (art7.4.2)

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique  $II_a$  est limité par: -Le pourcentage minimal sera de : 0.8% de la section de béton

-Le pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et 6% en zone couverture de la section de béton

-Le diamètre minimum est de :12mm

- La longueur minimale de recouvrement ( $L^{min}$ ) est de  $40\Phi$ .

- La distance ou l'espacement ( $St$ ) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

Concernant notre projet, les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone nodale
Sous-sol	55 x 60	26.4	132	198
Etage 1 et RDC	50 x 55	22	110	168
Etage 2 et 3	45x 50	18	90	135
Etage 4 et 5	40x45	14.4	72	108
Etage 6 et 7	35x 40	11.2	56	84

<b>Etage 8 et 9</b>	30x35	8.4	42	63
---------------------	-------	-----	----	----

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales dans les poteaux

**V .2.1.2 : Armatures transversales (Article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec  $V_u$  : Effort tranchant de calcul

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante :  $t \leq 15\phi_l$

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $A_t^{\text{min}}$  en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :  $a$  et  $b$ , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi$  minimum

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre Suffisants ( $\phi$  cheminées  $> 12$  cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.2.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	$V_{\max}$
Sous – sol	2175,549 $\rightarrow$ 5.514	23.375 $\rightarrow$ 363.121	95.148 $\rightarrow$ 4.010	12.447
RDC+ 1 etage	1954.092 $\rightarrow$ 23.712	42.784 $\rightarrow$ 754.945	182.492 $\rightarrow$ -3.694	10.17
2et 3 etage	1527.331 $\rightarrow$ 18.072	56.048 $\rightarrow$ 940.681	124.550 $\rightarrow$ 4.768	37.00
4 et 5 etage	1121.593 $\rightarrow$ 16.026	53.099 $\rightarrow$ 338.967	72.143 $\rightarrow$ 5.473	36.22
6et 7 Etage	742.602 $\rightarrow$ 21.293	55.074 $\rightarrow$ 185.173	31.451 $\rightarrow$ 5.610	38.700
8 et 9 Etage	387.456 $\rightarrow$ 22.477	51.439 $\rightarrow$ 31.444	4.108 $\rightarrow$ 13.253	34.444

Tableau V.2 Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux

### V.2.3 : Calcul du ferrailage

#### V.2.3.1 : Ferrailage longitudinale

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau sous-sol, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront données dans un tableau

#### Exemple de calcul

➤ 1<sup>ere</sup> combinaison  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$$N_{\max} = 2175.549 \text{ KN (compression)}$$

$$M_c = 5.514 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible  $\rightarrow d' = 2 \text{ cm}$

$$b_1 = 55 \text{ cm ; } h_1 = 60 \text{ cm ; } d = 58 \text{ cm}$$

Situation durable  $\rightarrow \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0025 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d') b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.6345 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 06186 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.02) \times 0,55 \times 0.6 \times 14.2 \\ = 0.871 \text{ MN.m}$$

Donc :

$$0.6186 \leq 0.871 \quad \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b d^2 f_{bu}} = 0,241 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

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

$$\begin{cases} \alpha = 0.350 \\ z = 0.498 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 35.8 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -27.87 \text{ cm}^2 \leq 0$$

$$A_{\min} = (0,23 \text{ bd } f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{rpa} = 26.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \max(A, A_{\min}) = 26.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 26.4 \text{ cm}^2$$

➤ **2<sup>ème</sup> combinaison  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$**

Le calcul se fait à la flexion composée (**N+M**) avec les données suivantes :

$$M_{\max} = 23.375 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (compression)}$$

$$N_c = 363.121 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.064 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieure de la section.}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.0742 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = -5.187 * 10^{-3} \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 * 0.6 - 0.81 * 0.02) * 0,55 * 0.6 * 18.48 \\ = 1.134 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Donc :

$$-5.187 * 10^{-3} \leq 1.134 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,022 < \mu_1 = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.027 \\ z = 0,571 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 3.24 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.191 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = (0,23 \text{ bd } f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{rpa} = 26.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \max(A_1, A_2, A_{\min}) = 26.4 \text{ cm}^2$$

➤ **3<sup>ème</sup> combinaison  $N_{min} \rightarrow M_{cor}$**

$$N_{max} = -802.974 \text{ KN (traction)}$$

$$M_c = 16.795 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.02 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow N \text{ (traction) et C à l'intérieur de la section}$$

⇒ Section entièrement tendue

$$e_1 = \left( \frac{h}{2} - d' \right) + e_G \rightarrow e_1 = 0.30 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 \rightarrow e_2 = 0.259 \text{ m}$$

$$f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow f_{s10} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{N_u * e_2}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_1 = 9.28 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u * e_1}{f_{s10}(d - d')} \rightarrow A_2 = 10.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 26.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = (0,23 \text{ bd } f_{t28}) / 400$$

$$A_{min} = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = \max(A_1, A_2, A_{min}) = 26.4 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans ce tableau :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Type de section	Combin – aison	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>RPA</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	55x60	S.P.C	ELU	00	3.85	26.4	4HA20+8HA16 = 28.65
		S.P.C	ELA	0.191	3.85		
		S.E.T	ELA	10.75	3.85		
Rdc et 1 <sup>er</sup> étage	50x55	S.P.C	ELU	-23.07	3.19	22	8HA16+4HA14 = 22.24
		S.P.C	ELA	-6.53	3.19		
		S.E.T	ELA	10.49	3.19		
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45x50	S.P.C	ELU	-20.83	2.60	18	4HA16+8HA14 = 20.36
		S.P.C	ELA	-8.14	2.60		
		S.E.T	ELA	6.04	2.60		
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40x45	S.P.C	ELU	-14.29	2.07	14.4	8HA14+4HA12 = 16.84
		S.P.C	ELA	-4.80	2.07		
		S.E.T	ELA	2.92	2.07		
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35x40	S.P.C	ELU	-8.92	1.60	11.2	12HA12 = 13.57
		S.P.C	ELA	-0.83	1.60		
		S.E.T	ELA	0.09	1.60		
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	30x35	S.P.C	ELU	-5.021	1.19	8.4	8HA12 = 9.05
		S.P.C	ELA	2.05	1.19		
		S.E.T	ELA	0.064	1.19		

Tableau V.3 Ferrailage longitudinale des poteaux les plus sollicités

### V.2.3.2 : Ferrailage transversal

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour le sous-sol (55\*60)

Et le reste sera récapitulé dans le tableau

$$b = 55 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm}, \quad h_e = 3.06 \text{ m}, \quad V = 12.447 \text{ KN}, \quad \phi_1^{\min} = 16 \text{ mm}$$



$l_f = 0,7 l_0$  avec  $l_0$  : hauteur libre de l'étage.

$$l_f = 2,142 m \lambda_g = \frac{l_f}{b} = 3.57$$

$$\rho < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

$$S_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 15\text{cm} \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 10\text{cm} \end{cases}$$

$$A_t \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 0.292\text{cm}^2 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 0.19\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$A_t^{\min} \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 6.44 \\ \text{zone nodale} & \rightarrow 4.29\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} \text{Zone courante} & \rightarrow 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 \\ \text{Zone nodale} & \rightarrow 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 \end{cases}$$

Tout le reste des calculs sont résumé dans le tableau ci-dessus :

Section	$\phi_1^{\min}$ (cm)	V (KN)	T (Cm) zone courante	T (cm) zone nodal	$\lambda_g$	$A_t(\text{Cm}^2)$ courante	$A_t(\text{Cm}^2)$ nodal	At(Cm <sup>2</sup> ) adopté
<b>55x60</b>	1.6	12.44	15	10	3.57	0.29	0.19	4HA8= 2.01
<b>50x55</b>	1.2	28.32	15	10	3.89	0.72	0.48	4HA8= 2.01
<b>45x50</b>	1.4	37.00	15	10	4.14	1.04	0.69	4HA8= 2.01
<b>40x45</b>	1.2	41.28	15	10	3.89	1.29	0.86	4HA8= 2.01
<b>35x40</b>	1.2	38.7	15	10	3.89	1.36	0.90	4HA8= 2.01
<b>30x35</b>	1.2	32.40	15	10	4.28	1.30	0.86	4HA8= 2.01

Tableau V.4 ferrailage transversal dans les poteaux

#### V.2.4 : Vérification au flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93 Art B.8.2.1 nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{\text{cal}} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{(f_{c28}/(0,9 \times \gamma_b) + f_e/(100 \times \gamma_s))}$$

Avec :  $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$  : Section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre II Les résultats est récapitulés dans le tableau suivant :

Niveaux	section	Nu (KN)	I <sub>r</sub> (m)	i	λ	α	B <sub>r</sub> ≥ B <sub>r</sub> <sup>calc</sup> (m <sup>2</sup> )		Observation
	Cm <sup>2</sup>						B <sub>r</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> <sup>cal</sup> (m <sup>2</sup> )	
Sous-sol	55×60	2237.82	2.142	0,173	12,36	0,830	0,307	0,122	Vérifiée
Rdc et 1 <sup>er</sup> étage	50×55	1964.227	2,142	0,158	13.55	0,825	0,264	0,108	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45 ×50	1533.426	2,142	0.144	14.87	0,820	0,206	0,085	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40×45	1127.061	2,142	0.129	16.60	0,813	0,163	0,063	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35×40	738.75	2,142	0,115	18.62	0,804	0,125	0,041	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	30×35	360.475	2,142	0,100	21.42	0,790	0,092	0,027	Vérifiée

Tableau V.5 Vérification des poteaux au flambement à chaque étage

**Remarque**

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement

**V.2.5 : Vérification des contraintes :**

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} * y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \mu_t = \frac{b}{2} y^2 + 15[ A'(y-d') - A(d-y)]$$

Etat limite de fissuration : (Contraintes dans l'acier) **Art B.6.3 BAEL91**

La fissuration est préjudiciable alors il est nécessaire de vérifier les conditions :

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (y - d') \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \rightarrow \text{Fissuration nuisible (préjudiciable)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveau	Section	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Type de Section	C (m)	P (m <sup>2</sup> )	q (m <sup>3</sup> )	μ <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> )	σ <sub>bc</sub> MPa	σ <sub>sc</sub> MPa	Observation
Sous-sol	55×60	1623.61	24.148	SPC	0.44	-0.54	-0.18	0.51	4.20	62.05	Vérifiée
Rdc et 1 <sup>er</sup> étage	50×55	1427.1	33.687	SPC	0.29	-0.17	-0.07	0.19	6.30	92.09	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45 ×50	1114.81	27.626	SPC	0.27	-0.14	-0.05	0.14	5.95	86.96	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40×45	819.61	28.587	SPC	0.25	-0.14	-0.04	0.11	5.16	75.35	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35×40	537.58	28.143	SPC	0.25	-0.15	-0.03	0.09	3.94	57.52	Vérifiée

<b>étage</b>											
<b>8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage</b>	30×35	262.92	28.210	SPC	0.28	-0.22	-0.04	0.11	1.96	28.76	<b>Vérifiée</b>

Tableau V.6. Vérification des contraintes le béton au niveau des poteaux

**Remarque**

- ✓ La contrainte dans le béton est vérifiée dans tout les niveaux de la structure, donc pas de risque de sont éclatement.
- ✓ Toute les conditions sont vérifiées alors il n'y a pas de risque de fissuration des aciers

**V.2.6 : Vérification au cisaillement :**

D'après le RPA99/2003 Art 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau	b x h (Cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d (m)	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>bu</sub> (MPa)	τ̄ <sub>bu</sub> (MPa)	Observation
Sous-sol	55×60	2,142	3,29	0,04	0,58	12.447	0,039	1	<b>Vérifiée</b>
Rdc et 1 <sup>er</sup> étage	50×55	2,142	3,29	0,04	0,53	28.32	0,106	1	<b>Vérifiée</b>
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45 ×50	2,142	3,57	0,04	0,48	37.00	0,171	1	<b>Vérifiée</b>
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	40×45	2,142	3,57	0,04	0,43	41.28	0,240	1	<b>Vérifiée</b>
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	35×40	2,142	3,89	0,04	0.38	38.70	0,290	1	<b>Vérifiée</b>
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	30×35	2,142	3,89	0,04	0,33	32.40	0,327	1	<b>Vérifiée</b>

Tableau V.7. Vérification au cisaillement des poteaux

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

**➤ Dispositions constructives :**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement :  $lr \geq 40 \times \varnothing$  :

Pour  $\varnothing = 20 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 80 \text{ cm}$ .

Pour  $\varnothing = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 65 \text{ cm}$ .

Pour  $\varnothing = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 60 \text{ cm}$ .

Pour  $\varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$  On adopte :  $lr = 50 \text{ cm}$

**V.2.6: Schéma de ferrailage des poteaux :**

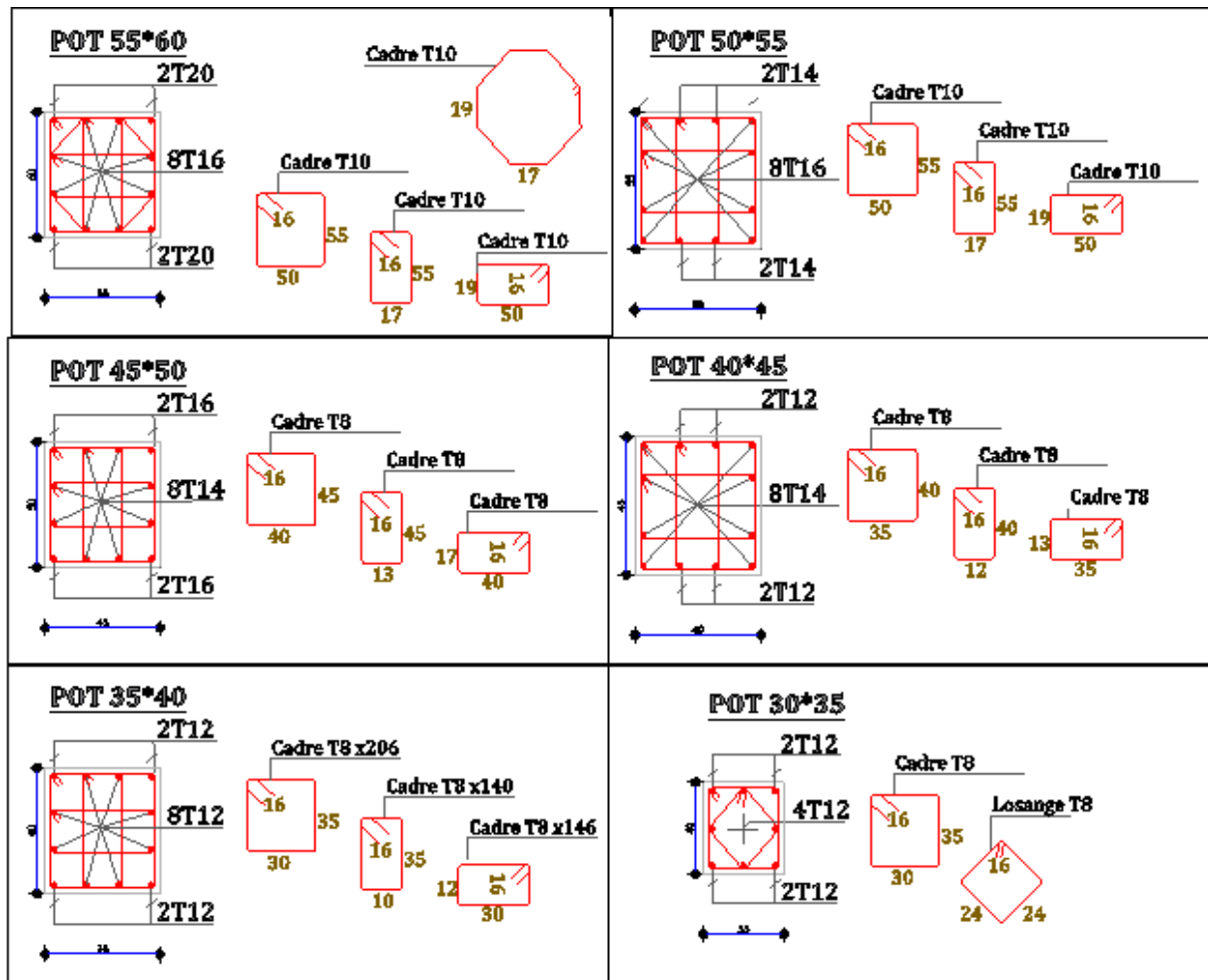


Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux

**V.3. Etude des poutres**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales (40×45 cm<sup>2</sup>) qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires (35×40 cm<sup>2</sup>) qui assurent le chaînage.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel *ETABS*, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/version2003* suivantes :

- |              |         |          |
|--------------|---------|----------|
| * 1.35G+1.5Q | * G+Q+E | * 0.8G+E |
| * G+Q        | * G+Q-E | * 0.8G-E |

### V.3.1. Les recommandations du RPA99/version2003

#### V.3.1.1. 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.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
- ✓  $40\phi_{\max}$  en zone IIa avec :  $\phi_{\max}$  : 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.4*, avec des crochets à  $90^\circ$ . 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.
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé 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.

#### ➤ Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



Figure V.1. Superposés (avec alternance dans l'orientation)

#### V.3.1.2. 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, minimum de :  $S \leq \min (h/4 ; 12 \phi_l)$
  - En dehors de la zone nodale,  $S \leq h/2$   
Avec : h : La hauteur de la poutre
- ✓ La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

### V.3.1.3. Les sections minimales et maximales préconisées par le RPA99V2003

Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	35×40	7,00	56	84
Secondaire	30×35	5,25	42	63

Tableau V .9. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99

### V.3.2 Sollicitations de calculs

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub>	M <sub>appuis</sub>	V	M <sub>travée</sub>	M <sub>appuis</sub>	V
commerce	37.07	-51.38	86.56	9.64	-12.35	20.58
habitation	69.21	-95.85	97.12	29.42	-30.53	63.65
Terrasse IN	49.21	-60.19	117.70	44.92	-47.60	40.71

Tableau V.10. Les sollicitations les plus défavorables.

### V.3.3: Ferrailage des poutres

#### V.3.3.1: Armatures longitudinales

#### Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
COMMERCE	Principales	40×35	Appuis	5,53	7	<b>3HA12+3HA14=8,01</b>
			travées	4,24		<b>3HA12+3HA14=8,01</b>
	Secondaires		Appuis	1,84	5,25	<b>3HA14+3HA12=8.01</b>

		35×30	travées	0,98		<b>3HA14+3HA12=8.01</b>
Habitation	Principales	40×35	Appuis	9,61	7	<b>3HA16+3HA14=10,65</b>
			travées	3,55		<b>3HA12+3HA14=8,01</b>
	Secondaires	35×30	Appuis	6,81	5,25	<b>3HA14+3HA12=8.01</b>
			travées	5,29		<b>3HA14+3HA12=8.01</b>
Terrasse IN	Principales	40×35	Appuis	9,26	7	<b>3HA16+3HA14=10,65</b>
			travées	2,75		<b>3HA12+3HA14=8,01</b>
	Secondaires	35×30	Appuis	5,63	5,25	<b>3HA14+3HA12=8.01</b>
			travées	3,22		<b>3HA14+3HA12=8.01</b>

Tableau V.11. Ferrailage des poutres principales et secondaires

### ➤ Longueur de recouvrement

Soit  $l_r$  la longueur de recouvrement Telle que :  $l_r \geq 40\phi_t$

$$l_r \rightarrow 16 \cdot 40 = 64 \text{ cm}$$

$$l_r \rightarrow 14 \cdot 40 = 56 \text{ cm}$$

$$l_r \rightarrow 12 \cdot 40 = 48 \text{ cm}$$

### V.3.3.2: Armatures transversales

#### ➤ Diamètre des armatures transversales

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales

$$\text{Telle que : } \phi_t \leq \min\left(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

✓ **Poutres principales** :  $\phi_t \leq \min\left(1,4 \cdot \frac{40}{35} \cdot \frac{35}{10}\right)$  Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ **Poutres secondaires** :  $\phi_t \leq \min\left(1,4 \cdot \frac{35}{35} \cdot \frac{30}{10}\right)$  Donc on prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- On prend **4T8** = 2,01 cm<sup>2</sup> (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

#### ➤ Espacement des armatures transversales

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le *RPA99/version2003* (art 7.5.2.2).

➤ **Zone nodale** :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{t\min}\right)$

- Poutres principales : On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutres secondaires : On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Zone courante** :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales : alors :  $S_t=15\text{cm}$
- Poutres secondaires : donc :  $S_t=15\text{cm}$

➤ **Section minimal d'armatures transversales**

$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow$  pour les poutres principales

$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow$  pour les poutres secondaires

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{min}$  Condition vérifiée pour toutes les poutres.

**V.3.4: Vérification à l'ELU**

✓ **Condition de non fragilité :**

Pour poutres principales :  $0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,60 \text{ cm}^2$

Pour poutres secondaires :  $0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19 \text{ cm}^2$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

**V.3.4.1: Vérification des contraintes tangentielles**

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

Les résultats obtenus sont sous forme d'un tableau :

Niveau	Types	V (KN)	$\tau$	$\bar{\tau}$	Observation
<b>Commerce</b>	Poutres principales	124,013	0,93	3,33	Vérifie
	Poutres secondaires	50,13	0,51	3,33	Vérifie
<b>Habitation</b>	Poutres principales	110,21	0,82	3,33	Vérifie
	Poutres secondaires	66,88	0,68	3,33	Vérifie
<b>Terrasse IN</b>	Poutres principales	113,45	0,85	3,33	Vérifie
	Poutres secondaires	50,07	0,505	3,33	Vérifie

Tableau V.12. Vérifications des contraintes tangentielles

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

**V.3.4.2: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ en appui de rives :  $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Poutres	$A_l$ (cm) Appui	$V_u$ (KN)	$M_a$ (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d})$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
--------	---------	------------------------	---------------	-----------------	---	--	-------------



Commerce	Principale	<b>8,01</b>	124,013	-67,06	3,65	-2,07	Vérifiée
	Secondaires	<b>7,70</b>	50,13	-23,83	1,44	-8,6	Vérifiée
Habitation	Principale	<b>10,65</b>	110,21	-134,66	3,16	-8,15	Vérifiée
	Secondaires	<b>7,70</b>	66,88	-83,22	1,9	-6,13	Vérifiée
Terrasse IN	Principale	<b>10,65</b>	113,45	-130,23	3,26	-7,68	Vérifiée
	Secondaires	<b>7,70</b>	50,07	-69,80	1,44	-5,32	Vérifiée

Tableau V.13 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

**V.3.5: Vérification à l'ELS**

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

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

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

Les résultats obtenus sont sous forme d'un tableau :

Niveau	Type de poutre	Localisation	Mser (kn .m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Commerce	Poutres principales	appuis	47,9	73808,25	11,08	7,19	15
		Travée	38	61526,77	10,07	6,22	15
	Poutres secondaires	appuis	16,48	22086,32	6,92	5,28	15
		Travée	15,29	12766,77	5,21	6,25	15
Habitation	Poutres principales	appuis	75,32	115042,35	14,04	9,20	15
		Travée	28,31	53245,08	9,33	4,96	15
	Poutres secondaires	appuis	23,87	62327,67	11,96	4,58	15
		Travée	21,21	51703,62	10,82	4,44	15
Terrasse IN	Poutres principales	appuis	76,25	112004,91	13,84	9,42	15
		Travée	29,84	43055,91	8,35	5,79	15
	Poutres secondaires	appuis	20,99	54179,37	11,10	4,30	15
		Travée	19,76	35100,96	8,82	4,95	15

Tableau V.14 Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après leCBA93 et BAEL91, la vérification à la flèche est inutile si les conditions

suivantes sont satisfaites :

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

✓ **Poutres principales**

- $\frac{40}{450} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$  ..... Condition vérifiée
- $\frac{40}{450} = 0,088 \geq \frac{38}{10 \times 56,97} = 0,06$  ..... Condition vérifiée
- $\frac{8,01 \times 10^{-4}}{0,35 \times 0,38} = 0,006 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010$  ..... Condition vérifiée

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

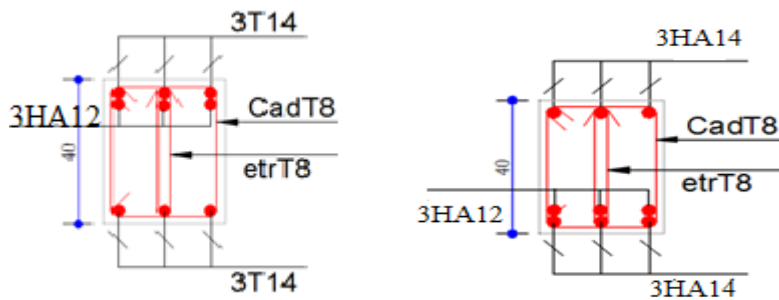
✓ **Poutres secondaires**

- $\frac{35}{450} = 0,077 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$  ..... Condition vérifiée
- $\frac{35}{450} = 0,077 \geq \frac{21,21}{10 \times 29,77} = 0,071$  ..... Condition vérifiée
- $\frac{7,7 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,33} = 0,007 \leq \frac{4,2}{400} = 0,010$  ..... Condition vérifiée

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

**V.3.6: Schéma de ferrailage des poutres**

**Poutres principales (COMMERCE)**



**En Appuis**

**En Travée**

Figure V.2 schéma de ferrailage de poutre principale (commerce)

**Poutres principales (habitation + terrasse)**

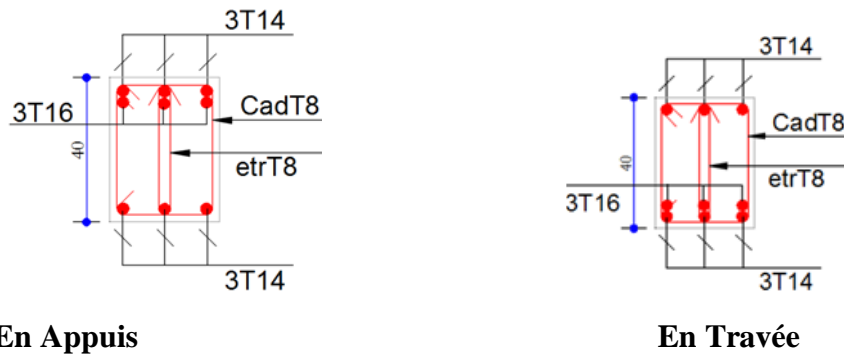
**En Appuis****En Travée**

Figure V. 3 schéma de ferrailage de poutres principale (habitation+ terrasse)

**Schéma de ferrailage des poutres secondaires :****En Appuis****En Travée**

Figure V .4 schéma de ferrailage de poutres secondaires

**V.4 : Etude des voiles****V.4.1 : Introduction :**

Un voile de contreventement est un élément verticale de section ( $e \times I$ ), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau.

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone  $II_a$  (moyenne sismicité) avec une hauteur qui dépasse (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant et 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.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

- ❖  $1.35G+1.5Q$  (ELU)
- ❖  $G+Q\pm E$  (ELA)
- ❖  $0.8G\pm E$  (ELA)

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

#### V.4.2 : Recommandation du RPA99 version 2003

##### V.4.2.1 : Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton,  $A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :  $l_t$  : longueur de la zone tendue,

$e$  : épaisseur du voile.

- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  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).

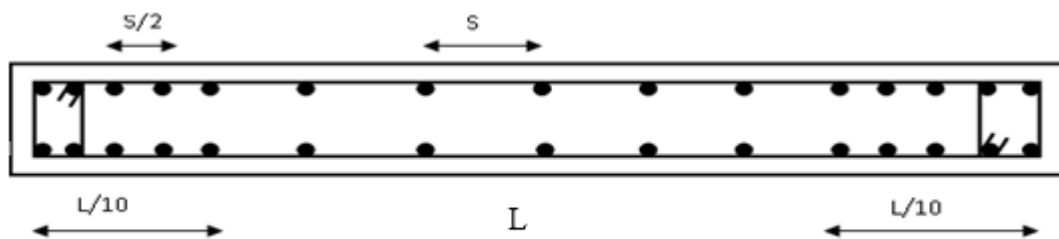


Figure V.5 disposition des armatures verticales

##### V.4.2.2 : Armatures Horizontales

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.

##### V.4.2.3 : Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres /  $m^2$ .

###### • Règles communes RPA99 V2003 ART.7.7.4.3

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15 %
  - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est  $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$

- 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  $l/10$  de l'épaisseur du voile.
- les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
  - 1)  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - 2)  $20\Phi$  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 :

$$A_{ij} = 1,1 V/f_e \quad \text{Avec} \quad V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### V.4.3 : Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABSV16 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{cases} \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

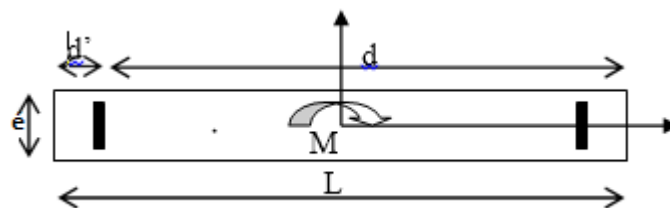


Figure V.6 Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ( $e \times l$ )

$A_v^{\min}$  : Section d'armature verticale minimale dans le voile ( $A_{\min} = 0,15\% \times e \times l$ )

$A_v^{\min}/ten$ : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ( $A_{\min}/ten = 0,2\% \times e \times l_t$ )

$A_v^{\min}/com$ : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée

$A_v^{cal}$ : Section d'armature calculée dans l'élément.

$A^{adop}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile

$S_t$ : Espacement

$A_h^{\min}$  :  $0,15\% \times e \times l$  : section d'armature horizontale minimale dans le voile

$A_h^{cal}$  : Section d'armature horizontale calculée

$A_h^{adop}$  : Section d'armature horizontale adoptée par espacement

$N^{er}$  : Nombre de barre adoptée par espacement

#### V.4.4 : Sollicitations dans les voiles

##### Voiles V1 : L= 1.15m

Niveaux	Voiles	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V (kn)
Sous-Sol	V1	223.38	20.01	31.001	387.01	121.31	15.24	23.20
RDC et 1 <sup>er</sup> étage		389.97	36.98	36.98	389.38	193.04	6.87	19.61
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage		333.20	10.40	10.40	333.20	168.77	2.12	5.08
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage		275.61	13.23	13.235	275.61	133.82	5.61	9.45
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage		203.508	19.103	20.06	164.95	89.13	9.16	13.58
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage		114.137	23.443	37.8	47.48	26.59	18.35	27.08

Tableau V15. Les sollicitations dans le voile V1

##### Voile V2 : L= 3m

Niveaux	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V (kn)
Sous-Sol	V2	701.65	43.39	43.39	701.65	376.91	23.86	25.78
RDC et 1 <sup>er</sup> étage		922.53	39.24	85.36	986.05	493.34	22.88	29.24
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage		843.01	22.08	46.56	785.60	419.02	25.25	32.61
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage		689.032	32.98	53.43	608.51	324.28	27.99	35.54
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage		494.42	43.12	58.65	389.39	208.02	29.99	36.26
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage		261.274	54.05	70.39	130.01	70.48	34.10	55.14

Tableau. V16. Les sollicitations dans les voiles V2

##### V 3 : L= 4.5 m

Niveaux	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V (kn)
Sous-Sol	V 3	1486.119	33.91	33.91	1486.1	767.38	17.94	53.39
RDC et 1 <sup>er</sup> étage		1888.97	2.99	30.41	1844.9	950.10	18.078	14.91
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage		1632.89	8.56	17.202	1536.6	791.04	7.533	3.95
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage		1304.013	23.46	26.44	1155	595.69	12.53	6.38
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage		902.71	29.34	32.88	698.68	363.22	15.92	6.78

étage								
8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage		431.76	39.84	48.10	160.55	89.02	23.88	8.13

Tableau V.17. Les sollicitations dans le voile V 3

## ❖ Exemple de calcul :

Voile  $V_{y1}$ 

Données :

$$N_{\max} = 389.97 \text{ KN}; M_{\text{cor}} = 36.984 \text{ KN.m} ; \quad V_u = 19.61 \text{ KN}$$

$$l = 1.15 \text{ m}; \quad e = 15 \text{ cm}; \quad d = 1.1 \text{ m}; \quad d' = 0.05 \text{ m}; \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{36.984}{389.97} = 0,094 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{1.15}{2} = 0.575 \text{ m}$$

Avec:

$$N_U (d-d') - M_{UA} = \dots\dots\dots(1)$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = \dots\dots (2)$$

$$(1) \rightarrow 0.167 \text{ MN.m}$$

$$(2) \rightarrow 1.106 \text{ MN.m}$$

$\Rightarrow$  N effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et

(1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times \left( d - \frac{h}{2} \right) = 103.44 + 1085.53 \times \left( 1.15 - \frac{1.2}{2} \right) = 241.718 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.700482}{0.20 \times (1.15)^2 \times 18.48} = 0.072$$

$$\mu_{bu} = 0.072 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0.093$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.058 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.700482}{1.06 \times 400} = 5.707 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -4.04 \text{ cm}^2$$

## • Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

$$\text{On a : } \begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :  $l_t$  : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile). $l_c$  : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \text{ Dans notre cas : } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{389.973 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.15} + \frac{26.984 \times 10^{-3}}{0.028} \times 0.575 = 3.37 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{389.973 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.15} - \frac{36.984 \times 10^{-3}}{0.028} \times 0.575 = 1.14 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = \frac{2.36 \times 1.15}{6.73 + 2.36} = 0.29 \text{ m} \\ l_c = 1.15 - 2 \times 0.29 = 0.57 \text{ m} \end{cases}$$

## • Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(15 \times 31) = 1.24 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(15 \times 58) = 1.14 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a :  $A_{\min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(15 \times 120) = 3.6 \text{ cm}^2$

• **Espacement des barres verticales :**

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

• **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e} \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 19.61 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.1} = 0.18 \text{ MPa}$$

• **Espacement des barres horizontales :**

**Zone courante**

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

**Zone nodale**

$$S_t = \frac{15}{2} = 10 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_h = \frac{0.38 \times 15 \times 20}{0.8 \times 400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

**Remarque :** le calcul se fait par les sollicitations les plus défavorables

Niveau	Tous les niveaux	
L (cm)	115	
e (cm)	15	
M (KN.m)	36.984	
N (KN)	389.97	
V(KN)	19.61	
SECTION	<b>SPC</b>	
$\tau_u$ Mpa	1.77	
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	-4.04	
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	2.58	
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	5HA10	
N <sup>barre</sup> /face	<b>3.93</b>	
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	15
	Milieu	15



Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	1.66
Ah min/face(cm <sup>2</sup> )	0.45
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	2HA8
N <sup>barre</sup> /face	<b>1.01</b>
S <sub>t</sub> (cm)	15

Tableau.18.Ferraillage du voile V1 = 1.15m

Niveau	sous-sol		4 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup>	
	au 3 eme étage		étage	
L (cm)	300		300	
e (cm)	15		15	
M (KN.m)	39.24		32.98	
N (KN)	922.53		689.032	
V(KN)	29.24		35.54	
SECTION	<b>SPC</b>		<b>SPC</b>	
$\tau_U$ Mpa	0.1		0.12	
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )	-11.04		-8.28	
Av min/face (cm <sup>2</sup> )	6.75		6.75	
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )	6HA12		6HA12	
N <sup>barre</sup> /face	<b>6.79</b>		<b>6.79</b>	
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	
	Milieu	10	10	
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	0.09		0.12	
Ah min/face(cm <sup>2</sup> )	0.45		0.45	
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	2HA8		2HA8	
N <sup>barre</sup> /face	<b>1.01</b>		<b>1.01</b>	

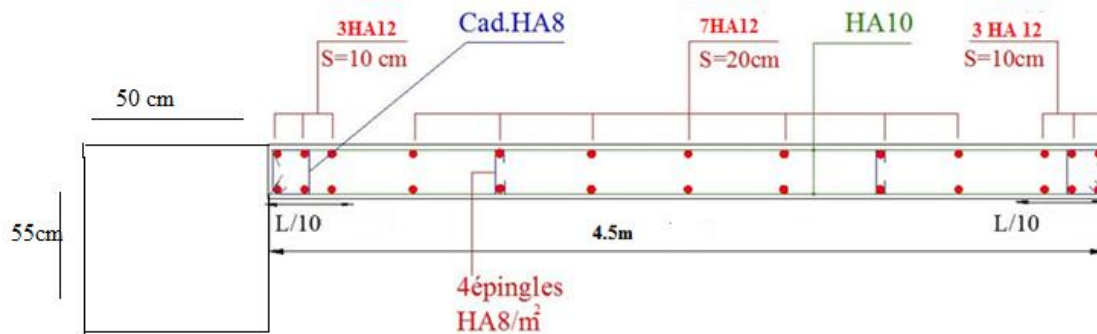
$S_t$ (cm)	15	15
------------	----	----

Tableau .19.Ferrailage du voile V2= 3 m

Niveau		sous-sol au 5 <sup>er</sup> étage	De 6 <sup>eme</sup> au 9 <sup>eme</sup> etage
L (cm)		450	450
e (cm)		15	15
M (KN.m)		2.99	1034.5
N (KN)		1888.97	-631.74
V(KN)		14.91	639.04
SECTION		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
$\tau_U$ Mpa		0.94	0.02
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		-22.09	-11.02
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		10.12	10.125
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )		13HA12	13HA12
N <sup>barre</sup> /face		<b>14.70</b>	<b>14.70</b>
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10
	Milieu	20	20
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )		0.03	0.01
Ah min/face(cm <sup>2</sup> )		0.45	0.45
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		2HA8	2HA8
N <sup>barre</sup> /face		<b>1.01</b>	<b>1.01</b>
$S_t$ (cm)		10	10

Tableau.20.Ferrailage de voile V3 = 4.5m

### V.4.5 : Exemple d'un schéma de ferrailage d'un voile V3



### V.5.Conclusion

Au terme de ce chapitre nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum de PPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL91/99 les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS/V16. les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel ;

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99

# Chapitre VI

### VI.1 : Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la capacité portante du sol, les dimensions et le type de l'ouvrage.

#### ➤ Semelle isolée

Pour assurer la validité de la semelle isolée on choisit un poteau le plus sollicitée et on doit vérifier que :  $\sigma = \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{sol}$

Et comme notre structure contient des voiles périphériques donc on n'a pas à prendre en considération la vérification pour les semelles isolées.

#### ➤ Semelles filantes

$$N = 65096.12 \text{ KN}$$

N : l'effort normal provenant du poteau

Poids de l'avant poteaux :  $0.55 \times 0.6 \times 1 \times 25 \times 5 = 41.25$

Poids de la semelle estime forfaitairement à 100 kN

Poids de remblai sur la semelle estime à 17.15 KN

D'où l'effort total à prendre égale à 65254.52 KN

$$\frac{65243.15}{150 \times 25} = 17.39 \text{ m}$$

**VI.2: Etude du radier général nervuré:** Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

#### VI.2.1 Pré dimensionnement du radier

**L'épaisseur du radier :** L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} ; L_{\max} = 4.50 \text{ m} : \text{plus grande distance entre deux points d'appuis.}$$

D'où :  $56 \text{ cm} \leq h_r \leq 90 \text{ cm}$

- **Condition de rigidité :**

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

$L_{\max}$  : plus grande distance entre deux points d'appuis.

$L_e$  : longueur élastique.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale du béton  $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$ .

$B$  : largeur du radier (bande de 1 mètre).

$K$  : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ;  $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{\max}^4}{E \pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (4,5)^4}{32164.195 \pi^4}} \Rightarrow h \geq 0,63m \rightarrow \text{on opte pour : } h_r = 70.$$

- **Condition de coffrage**

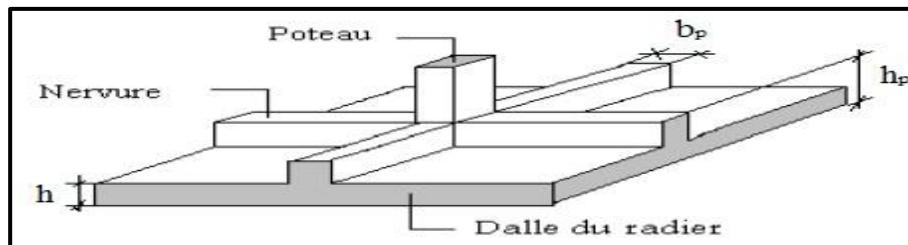
**pour les nervures**

La hauteur de la poutre et donne par la formule suivante

$$H_{\text{nervure}} \geq L_{\max} / 10 = 45 \text{ cm}; \text{ Soit : } h_p = 100 \text{ cm}$$

$$b \geq h_N / 2 = 100 / 2 = 50 \text{ cm} \quad \text{On prend } b_p = 70 \text{ cm}$$

**NB :** il faut que la largeur des nervures soit supérieure au plus grande coté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieure de la nervure pour assurer la transmission des charges au nervure et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.



FigureVI.1 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

**Pour la dalle**

$$H_{\text{dalle}} \geq L_{\max} / 20 = 22.5 \quad H = 50 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de la surface du radier :**

$$\text{On a: } \frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}. \text{ Avec: } N = N_{\text{sup}} + N_{\text{inf}}$$

$$N_{\text{sup}}: \text{ donné par le logiciel ETABS } = \sum N_i = 65096.12 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{inf}}: \text{ poids estimé du radier } = 9363.37 \text{ KN.}$$

$$N = 65096.12 + 9363.37 = 74459.49 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc: } S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{74459.49}{200} = 372.3m^2.$$

$$\text{Donc: } S_{rad} = S_{batiment} = 515.2m^2 \text{ pas de débordement.}$$

### VI.2.2 : Calcul des sollicitations:

$$G_{Superstructure} = 55440,56 \text{ kN}$$

$$Q_{Superstructure} = 9655,55 \text{ kN}$$

$$G_{rad} = G \text{ (dalle)} + G \text{ (nervure)} \\ = (S_{rad} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_x + L_y))$$

$$G_{radier} = 25 \times 0.5 \times 515.2 + (0.70 \times 0.50 \times 25 \times 334.1) = \mathbf{9363.37 \text{ KN}}$$

$$Q_{radier} = Q_{Dépot} \times S_{rad}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{Dépot} = 3.5 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{radier} = 3.5 \times 515.2 = \mathbf{1803.2 \text{ kN}} \end{array} \right.$$

$$G_{TOTAL} = G_{radier} + G_{superstructure} = 55440,56 + 9363.37 = 64803.93 \text{ KN}$$

$$Q_{TOTAL} = 11458.75 \text{ KN}$$

#### ➤ Les combinaisons de calcul :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{104673,43 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = G + Q = \mathbf{76262.68 \text{ KN}}$$

### Vérification de la surface de radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{radier} = 515.2 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = 393.51 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{radier} = 515.2 \text{ m}^2 > \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 381.31 \text{ m}^2$$

### VI.2.3 : La vérification au cisaillement :

d'après le règlement CBA93 (Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa pour une Fissuration préjudiciable}$$

$V_u$  : l'effort tranchant de calcul vis – à – vis l'ELU.

$$V_u = \frac{qL}{2}$$

q : La charge sur le radier uniformément répartie pour une bande de 1 mètre

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{rad}} = \frac{89328,08 \times 1}{515.2} = 173.38 \text{ KN/ml}$$

$$\text{donc : } V_u = \frac{173.38 \times 4,5}{2} = 390.10 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{V_u}{b \times 0.9h} \Rightarrow \frac{390.10 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.7 \times 1} = 0,61 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

Donc y'a pas risque de cisaillement.

### VI.2.4 : Condition de non poinçonnement:

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

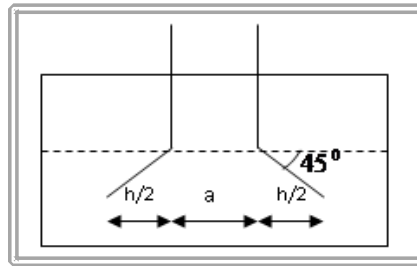
$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour.

✓ **Sous poteaux :**

$N_u = 2237,82\text{KN}$

$\mu_c = 4(a+h) = 4(0,6+h) = 6,4\text{m}$



FigureVI.3 Schéma de transmission des charges1

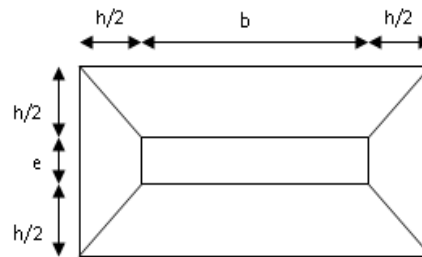
Donc :  $N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow 2,2 \leq$

$\frac{0.045 \times 6,4 \times 1 \times 25}{1,5} = 4,8 \text{ MN}$  C'est vérifiée

**Sous voiles :**

$N_u = 4066,71\text{KN}$

$\mu_c = 2(e + b + 2h) = 6,4\text{m}$



Alors :

$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

FigureVI.4 Schéma de transmission des charges 2

$4,06 \leq \frac{0.045 \times 6,4 \times 1 \times 25}{1,5} = 4,8 \text{ MN}$  ..... C'est vérifié

**VI.2.5 : Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique:**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

**Avec :**

$W \geq F_s \gamma Z S$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$W = W_{\text{bat}} + W_{\text{radier}} = 64803.93 \text{ KN}$

F<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité vis – à – vis du renversement F<sub>s</sub> = 1.5



$\gamma$  : poids volumique de l'eau = 10 KN/m<sup>3</sup>

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 3.06 + 1 = 4,06 m

S : surface de radier = 515.2 m<sup>2</sup>

Donc: W = 64803.93 > 1.5 × 10 × 4,06 × 515.2 = 31375.68 KN

⇒ **Condition vérifiée**

### VI.2.6 : Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

D'après le RPA2003 {Art 10.1.5} le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Selon XX :

$$e = \frac{90717,76}{98049,39} = 0,92m < \frac{25}{4} = 6,25m \dots\dots\dots \text{C'est vérifier}$$

Selon YY :

$$e = \frac{90544,41}{98049,39} = 0,92m < \frac{21.6}{4} = 5,4m \dots\dots\dots \text{C'est vérifier}$$

Donc ya pas risque de renversement

### VI.2.7 : Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

la contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} ; \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I}$$

Donc

$$\sigma_1 = \frac{98049,39}{515.2} + \frac{90717,76 \times 12.5}{78664.81} = 204.72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{98049,39}{515.2} - \frac{90544,41 \times 10.8}{108533.82} = 181.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 198.86 \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 200 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifier}$$

### VI.2.8 : Ferrailage du radier nervurée:

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé soumis à la réaction du sol.

La fissuration est considérée très préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce, d'où le ferrailage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

**VI.2.8.1 : Ferrailage de la dalle :****❖ Calcul des sollicitations :****Evaluation des Charges et Surcharges:**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = \frac{104673,43}{515.2} = 203.17 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{76262.68}{515.2} = 148.02 \text{ KN/m}^2$$

Pour faire les calculs on prend le panneau le plus défavorable dont c'est un panneau de rive :

$$L_x = 4.5\text{m} ; L_y = 4.5 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,8}{3,8} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{donc le panneau porte dans les deux sens}$$

Avec :

v : coefficient de poisson

$$v = 0 \text{ à l'ELU} \rightarrow \mu_x = 0,0368 \quad \mu_y = 1$$

$$v = 0.2 \text{ à l'ELS} \rightarrow \mu_x = 0,0441 \quad \mu_y = 1$$

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2 = 107.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_x = 107.96 \text{ KN.m}$$

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moments en travée :  $M_{ix}=M_{iy} = 0.85 M_{ox} \rightarrow 91.76 \text{ KN.m}$
- Moments en appui  $M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{ox} \rightarrow -53.98 \text{ KN.m}$

**NB :** Pour le moment en appuis on prend le max  $\{M_{ax} = M_{ay} = -0.3M_{ox} ; M_{ax} = M_{ay} = - 0.5 M_{ox}\}$

$$\text{D'où : } M_{ax, ay} = 0.5 M_{ox}$$

Le ferrailage de la dalle se fait à la flexion simple ( $b^* h$ ), les résultats sont résumer sous forme d'un tableau :

Localisation		M (KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$N_{barre}$	$S_t$
Travée	XX=YY	91.76	5,96	4	7,91	7HA12	15 cm
Appuis	XX=YY	53.98	3,48	4	7,91	7HA12	15cm

Tableau VI.1 Ferrailage de la dalle

**Vérification à l'ELS :****✚ Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Dans le béton on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$

#### ✚ Vérification des contraintes maximales dans l'acier :

On doit vérifier que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

{La fissuration est préjudiciable}

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \{ 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 266.67 \text{ MPa} ; 201.6 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

#### VI.2.8.2 : Ferrailage des nervures :

Les nervures sont des poutres continues de section en T, Sont ferrailleur à la flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Moment( KN.m)	Acal( $cm^2$ )	Amin( $cm^2$ )	A adopter( $cm^2$ )
Appuis	972.44	31.29	8.02	14HA20=43,98
Travée	551.77	17.26	8.02	7HA20+2HA16=26.01

Tableau VI.2. Ferrailage de nervure

#### Armatures de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau

dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses

Donc :

$$A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on prend } A_p = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

#### Diamètre des armatures transversales

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales est par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

#### Espacement :

$$s_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_{lmin} ; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow s_t = 10 \text{ mm} \quad \text{et pour } A_t = 2,01$$

on prend  $A_t = 7HA10 = 5,53 \text{ cm}^2$

#### La vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa pour une Fissuration préjudiciable}$$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.57 \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \dots \dots \dots$  La condition est vérifiée donc pas risque de cisaillement

**La vérification a L'ELS :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M (KN. m)	A(cm <sup>2</sup> )	Y (cm )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ MPa	Obs
Appuis	708.62	43,98	33.91	7.13<15	vérifier	192.64<201	vérifier
Travée	402.03	26.01	27.44	4.87<15	vérifier	180.03<201	vérifier

Tableau VI.3. Les vérifications à l'ELS

**La vérification vis- avis la flèche :**

D'après le *CBA93* et *BAEL91*, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

Toutes les conditions sont vérifiées donc c pas obliger de vérifier la flèche

**VI.2.9 : Schémas de ferrailage du radier :**

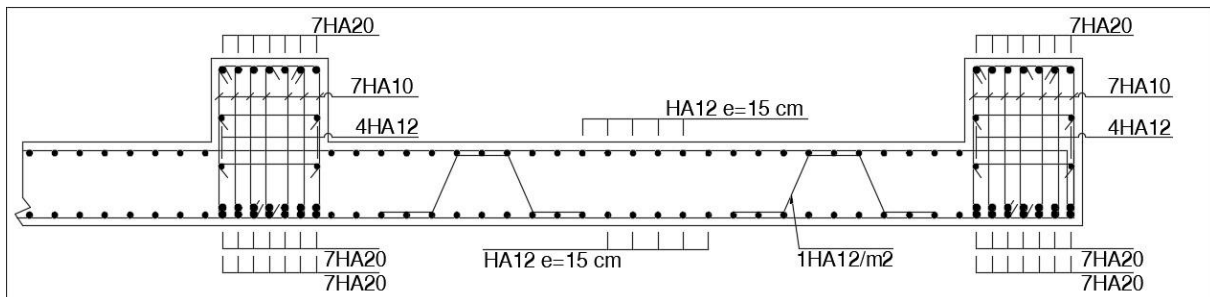


Figure VI.5 Schéma de ferrailage du radier en appui

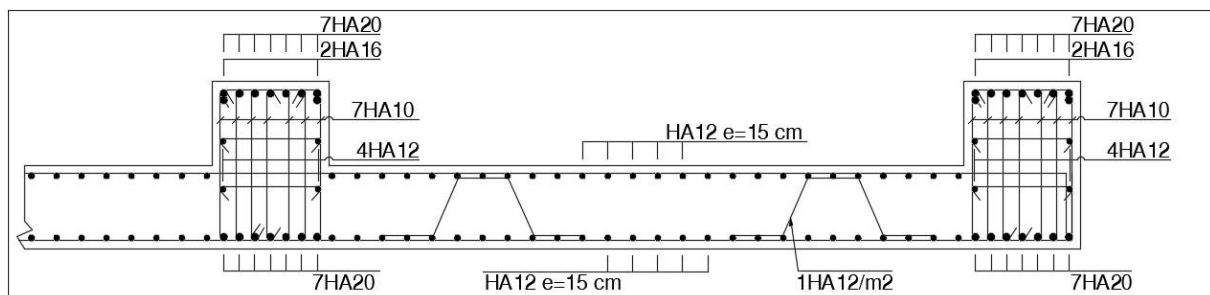


Figure. VI.6 Schéma de ferrailage du radier en travée

### VI.3 : Ferrailage du voile périphérique

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il doit avoir les caractéristiques suivantes :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale 15 cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes.
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens.
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

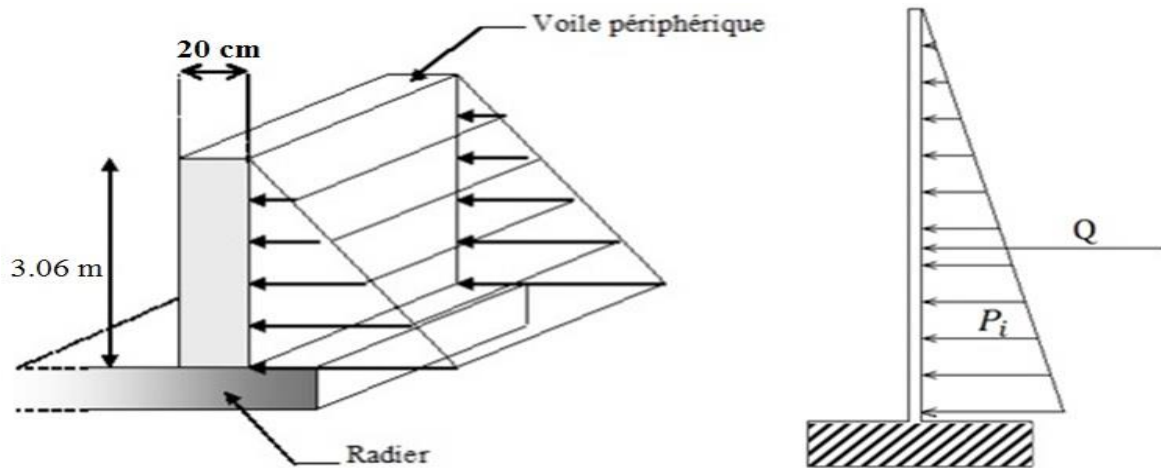


Figure VI.7 Schéma statique du voile périphérique

#### VI.3.1. Les caractéristiques du sol :

Le poids spécifique  $\gamma_h = 21,3 \text{ KN.m}$

L'angle de frottement interne de sol :  $\varphi = 22,90^\circ$

La cohésion  $C = 0,61 \text{ bars}$

#### VI.3.2. Evaluation de charges et surcharges :

- Poussée due aux terres :

$$G = \gamma_h \cdot H \times \text{tg}^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right] - 2 \times c \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 27,85 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q = q * \text{tg}^2 \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\varphi}{2} \right) \right] = 4,4 \text{ KN/m}^2$$

#### VI.3.3. Le ferrailage du voile

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le panneau le plus défavorable

Le calcul des contraintes :

$$\partial_{min} = 1,5 Q = 6,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\partial_{max} = 1,35G + 1,5Q = 47,49 \text{ KN/m}^2$$

$$\partial_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 37,27 \text{ KN/m}^2 \rightarrow qu = \partial_{moy} * 1 \text{ ml} = 37,27 \text{ KN/ml}$$

Le voile périphérique de notre structure le plus défavorable a les dimensions suivantes :

- Épaisseur de 20 cm
- Hauteur de 3,06 m
- La longueur de 4,5 m
- $L_x = 3,06 \text{ m}$ ;  $L_y = 4,5 \text{ m}$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{306 - 35}{450 - 55} = 0,68 > 0,4$$

⇒ donc le panneau porte dans les deux sens

$$v = 0 \text{ à l'ELU} \rightarrow \mu_x = 0,0710 \mu_y = 0,4034$$

$$v = 0,2 \text{ à l'ELS} \rightarrow \mu_x = 0,0767 \mu_y = 0,5584$$

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2 = 19,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_x = 7,83 \text{ KN.m}$$

**Al'ELU**

**Les moments corrigés :**

- Moments en travée :  $\left\{ \begin{array}{l} M_{ix} = 0,75 M_{ox} \rightarrow 14,57 \text{ KN.m} \\ M_{iy} = 0,85 M_{oy} = 6,66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$
- Moments en appui  $\rightarrow M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_{ox} \rightarrow -9,71 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant  $V = 51,30 \text{ KN}$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Localisation		M(KN.m)	Acal ( $\text{cm}^2$ )	A adopter ( $\text{cm}^2$ )	Amin( $\text{cm}^2$ )	St(cm)
Travée	XX	14,57	2,86	7HA12	2	15
	YY	6,66	1,29	7HA10 = 5,5	2	15
Appuis		-9,71	1,89	7HA12	2	15

Tableau VI.4 Ferrailage de voile périphérique

❖ **Ferrailage minimal :**

$$A_{RPA} = 0,1 \cdot b \cdot h / 100 = 0,1 \cdot 20 \cdot 100 / 100 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa pour une Fissuration préjudiciable}$$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,34 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  La condition est vérifiée donc pas risque de cisaillement

**APELS**

$$Q_s = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} * 1\text{ml} = 25,28 \text{ KN/m:}$$

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2 = 13,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_x = 17,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 9,88 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 6,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 6,59 \text{ KN.m}$$

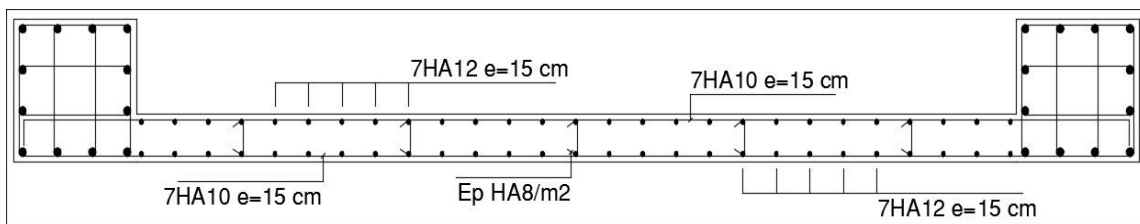
**Vérification des contraintes**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Localisation		M (KN.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
Travée	XX	9,88	16025,11	4,89	3,01	Vérifiée	93,43	vérifiée
	YY	6,25	12092,23	4,21	2,18	Vérifiée	83,59	vérifiée
appui		6,59	16025,11	4,89	2,01	vérifiée	62,32	vérifiée

Tableau VI .5 Les vérifications des contraintes

**VI.3.4.: Le schéma de ferrailage du voile périphérique:**



FigureVI.8 Schéma de ferrailage de voile périphérique

**VI.4 : Conclusion**

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vu la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles isolées, et les semelles filantes le radier est le type de fondation le plus adéquat.



Pour l'étude d'une structure en génie civil en générale, et du bâtiment en particulier, l'ingénieur doit définir à l'avance une stratégie d'étude en définissant les différentes étapes de l'étude. Ces étapes qui vont conduire à un résultat final, qui est la définition des différentes sollicitations, qui seront utilisées à leur tour pour le dimensionnement des différents éléments de la structure. Une étude génie civil a pour objectif de dimensionner la structure à fin d'avoir un meilleur comportement en faisant travailler les matériaux au maximum.

Le dimensionnement de la structure repose sur plusieurs paramètres, à savoir, sa conception architecturale, la nature du site d'implantation, la maîtrise des codes de calculs et des règlements en vigueur. Les soucis de l'ingénieur génie civil c'est de concevoir une structure qui répond aux différentes exigences de comportement et de résistance. Le comportement vis à vis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à Bejaia qui est une zone sismique.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

Après l'analyse des plans architecturaux on a constaté que la structure est plus au moins régulière en plans et en élévation. L'analyse géotechnique donnée du site nous donne que le sol d'assise a une capacité portante faible vue l'importance de l'ouvrage. Le pré dimensionnement des éléments a permis de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments à savoir : plancher, poutres, poutrelles, escalier, acrotère, poteaux. Les dimensions seront utilisées pour la détermination des charges statiques de la structure. Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS.

On a constaté que le critère le plus dominant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du feu. Et le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage d'escalier. En effet, pour notre cas, c'est le poteau qui a une grande surface afférente.

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela, est effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et vertical), on a opté pour des voiles d'épaisseur  $e = 15\text{cm}$ . Le nombre total des voiles prévus est de 08, disposés selon le sens xx 04 voiles et 04 selon le sens yy. Ces voiles vont supporter au moins de 25% de l'effort horizontal et au plus de 20% d'efforts vertical. Et des portiques

poteaux- poutres, les des poteaux. La modélisation qui a été faite avec le logiciel ETABS, nous a donnée des résultats satisfaisant vis-à-vis des exigences des règles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1<sup>er</sup> selon yy et le 2<sup>eme</sup> selon xx, et le 3<sup>eme</sup> est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 07selon xx et dans le mode 08 selon yy.

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4), donc la condition des RPA99/2003 est vérifiée.

L'effort tranchant à la base du bâtiment dans les deux sens est vérifié.

- Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P- $\Delta$ ).
- La vérification de l'effort tranchant à la basse du bâtiment dans le sens y-y n'est pas vérifié, donc on doit majorée toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale par un facteur de  $(0.8 \times V_{st}) / V_{dyn}$ .
- Dans l'étude des éléments porteurs, on déduit que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- Le radier nervuré 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.

## *Bibliographie*

---

- *Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.*
- *Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (B.A.E.L.99).*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93),  
Edition CGS, Décembre 1993.*
- *Document technique règlementaire (DTR.B.C.2.2), Edition CGS, Octobre1988.*
- *Cours Béton armé.....université de Bejaia*
- *Logiciel d'analyse des structures ETABS Version 2016*
- *Anciens mémoires de fin d'étude.*

# **Annexes**

# Annexe I

## Méthode Forfaitaire

Le **BAEL 91 (Article.B.6.210)** propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions sont vérifiées.

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

## Application de la méthode

### • Valeurs des moments

Les valeurs des moments en travée  $M_t$  et aux appuis  $M_g$  et  $M_d$  doivent vérifier :

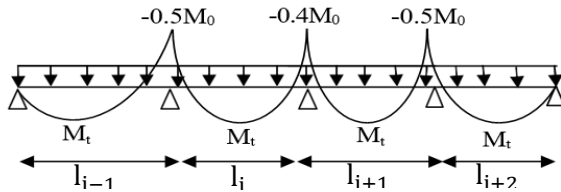
- ✓  $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max}(1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$ .
- ✓  $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 / 2 \dots$  (dans une travée intermédiaire).
- ✓  $M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2 \dots$  (dans une travée de rive).

Avec :  $\alpha = Q / (G+Q)$

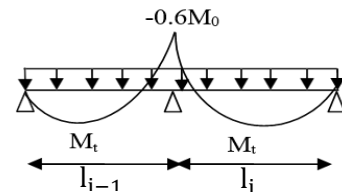
La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

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

Avec  $M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée



**Figure III.1.** Moments d'une poutre à plus de 2travées isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré.



**Figure III.2.** Moments d'une poutre à 2 travées

### Moment en appui de rive :

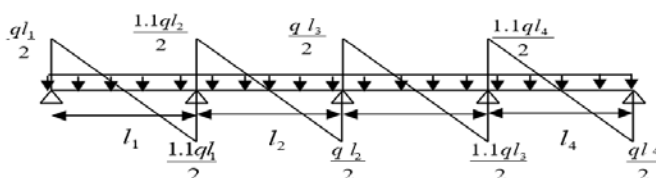
Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le **BAEL91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à  $(-0.15M_0)$ .

### • Evaluation des efforts tranchants

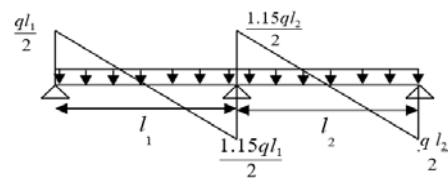
L'effort tranchant est déterminé forfaitairement en supposant qu'il y a discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf sur le premier appui intermédiaire (voisins de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant  $i$

Isostatique  $V_0$  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.



**Figure III.3.** Poutre à plus de deux travées.



**Figure III.4.** Poutre à deux travées.

## Annexe II

### ➤ Méthode de Caquot

Elle est appliquée essentiellement aux planchers à surcharge élevée  $Q \geq \text{Min}(2G, 5(\text{KN/m}^2))$ .

Le principe est basé sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation de moment d'inerties d'une poutre à une autre dus à la variation de la largeur de la table de compression (b) qui dépend de (Ly) de chaque travée.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

#### • Calcul des moments

##### Moment en appui

$$M_a = - \frac{P_g \times l'_g{}^3 + P_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_d + l'_g)} \quad (\text{BAEL. Article. L.III,3})$$

$l'_g$  et  $l'_d$  : longueurs fictives. Avec  $l' = \begin{cases} 0.8 \times L : \text{travée intermédiaire} \\ L : \text{travée de rive} \end{cases}$

$q_g$  et  $q_d$  : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré.

##### Moment en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{L}\right)$$

$$M_t(x) = \frac{q_x}{2} \times (L - x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{L}\right)$$

#### • Evaluation des efforts tranchants

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

Avec :

- ✓  $M_d$ : moment en appui de droite de la travée considérée.
- ✓  $M_g$ : moment en appui de gauche de la travée considérée.
- ✓  $l$  : portée de la travée.

**Remarque :** Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par :  $G' = 2/3 G$ .

### Annexe III

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

## Annexe VI

### Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique  $P = 1$  s'exerçant sur une surface réduite  $u \times v$   
au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$L_x \times L_y$

Avec  $L_x < L_y$ .

$\rho = 0.9$

		$u/l_x$ $v/l_y$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de $M_1$	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de $M_2$	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	



## Annexe VII

Tableau des armatures en (cm<sup>2</sup>)

$\phi$ :	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	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
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	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

# Annexe IIX

## Flexion simple : Section rectangulaire

### Calcul à l'ELU

