



Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique

# MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil  
Spécialité : Structure

Réf. :

---

Présenté et soutenu par :  
**Sidi Dah Lemeibass**

Le : jeudi 13 juin 2024

## ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION R+9 IMPLANTÉ A SETIF

---

**Jury :**

**Encadreur :Dr.Mekki Mellas**

Année universitaire : 2023/2024



## **REMERCIEMENTS**

Au terme de ce travail je tiens à remercier **DieuPuissant** qui m'a aidé à achever cette étude dans le délaiRequis, malgré les difficultés et les obstacles rencontrés.

Je tiens à remercier toutes les personnes ayant participées dePrès ou de loin à l'élaboration de ce travail, spécialement monCher encadreur **Dr. MEKKI MELLAS** pour sa patient, son dévouement et sa coopération le long de cette période.

À tous mes enseignants du département de Génie exception,Pour leurs conseils et orientations durant le cursus universitaire.

## **DEDICACE**

A toi **ma mère** qui la première m'ouvrir les yeux au paradis du savoir, et la première qui me l'a allaité ;

À toi **mon cher père** qui m'as guidé vers le bon chemin, soutenu dans mes

Tré buchements. T'étais toujours là-bas pour m'encourager et me supporter.

A vous deux je dédie ce travail, et je vous présente mes sincères gratitude pour votre patience, confiance et encouragements, et aussi à **mes chers frères**.

Je demande à **Dieu** Tous Puissant de vous donner la meilleure récompense.

Ce travail est dédié encore à tous **mes professeurs, enseignants**

Et **collègues** que j'ai rencontré lors de mon parcours d'études.

**SIDI DAH (LEMEIBASS).**

## Résumé:

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à la wilaya de Sétif. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité IIa selon le RPA99 version 2003. En utilisant les de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99). Ou nous prenons une description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher). Ou nous menons des études dynamiques de la structure afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on termine le travail avec une conclusion générale.

## المخلص:

بصدد إعداد مذكرة التخرج فَمنا بدراسة معمقة لبناية موجهة إلي الاستعمال السكني مكونة من تسعة طوابق + طابق أرضي والتي ستنشأ في ولاية سطيف المصنفة ضمن المناطق المتوسطة زلزاليا تبعا لنظام الجزائري BAEL وRPA91 وRPA99V2003 حيث نتناول وصفا عاما للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي عملية تحديد الحمولات المطبقة علي البناية كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية من (أعمدة روافد وجدران خرسانية مستخدمة في صدي الزلازل و الرياح) وثنوية من (أعصاب السقف المجوف البلكونات السلاالم و الأسقف) وفي لأخير نقوم بالدراسة الديناميكية للبناية بهدف تحديد الاجهادات المختلفة للبناية وتنتهي المذكرة بالخاتمة العامة.

# Sommaires

REMERCIEMENTS .....	3
DEDICACE .....	4
<i>Résumé:</i> .....	5
<i>المُلخَص:</i> .....	5
<i>Listedefigure:</i> .....	10
<i>Listedetableaux:</i> .....	12
<b>ChapitreI:Présentation du projet.....</b>	<b>25</b>
I.1. Description de l'ouvrage :.....	3
I.2. Caractéristiques géométriques : .....	3
I.3. Conception de la structure du bâtiment :.....	5
I.5 Données du site :.....	6
I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	6
I.6.1. Béton :.....	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
I.6.1.1. La résistance du béton.....	6
I.6.1.2. Déformation longitudinale du béton :.....	7
I.6.1.3. Contraintes limites :.....	8
I.6.2. Acier : .....	9
I.6.2.1. Caractéristiques mécaniques.....	10
I.6.2.2. Contrainte limite .....	10
a) Etat limite ultime.....	10
b) Etat limite de service .....	11
<b>ChapitreII:Prédimensionnement .....</b>	<b>12</b>
II.1. Pré dimensionnement :.....	13
II.1.2. Introduction :.....	13
II.1.3. Pré dimensionnement des éléments :.....	13
II.1.3.1. Les poteaux.....	13
II.1.3.2. Les poutres : .....	14
II.1.3.3. Les voiles :.....	16
II.1.3.4. Les planchers.....	16
II.1.3.5. Les escaliers : .....	19
II.1.4. Evaluation des charges et surcharges :.....	20
II.1.4.1. Les planchers :.....	20
III.1.4.1. Les balcons :.....	21
II.1.4.3. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) .....	22

II.1.4.4.	Les escaliers.....	22
II.1.4.5.	L'acrotère :.....	23
II.1.5.	Descente de charges Nu :.....	23
<b>Chapitre III:Calcul des éléments secondaires.....</b>		<b>29</b>
Chapitre III: Etude.....		30
III.2.	Etude de balcon :.....	30
III.1.1	Balcon étage courant :.....	30
III.1.2	Etude de l'acrotère :.....	34
III.1.3	Etude de l'escalier :.....	39
III.1.4	Conclusion :.....	47
III.2.	Etude des planchers .....	48
III.2.1	Introduction :.....	48
III.2.2.	Dimensionnement des poutrelles :.....	48
III.2.3.	Les types des poutrelles :.....	48
III.3.	Détermination des efforts internes :.....	49
III.3.1	Poutrelle type (1) :.....	49
III.4.	Calcul des ferrailages :.....	56
III.4.1.	L'enrobage :.....	56
III.4.2.	Les armatures longitudinales :.....	57
III.4.3.	Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2,1).....	58
III.4.4.	Pourcentage minimal: BAEL91 (Article B.6.4).....	58
III.4.5.	Tableau Récapitulatif :.....	58
III.4.6.	Diamètre minimal :BAEL91 (Article A.7.2, 2).....	58
III.4.7.	Espacement des cadres St : BAEL91 (Article A.5.1, 22).....	58
III.4.8.	Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (Article A.5.1).....	59
III.4.9.	Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (Article A.5.1, 31).....	59
III.4.10.	Vérification de la flèche : BAEL91 (Article B.6.8, 424).....	59
III.4.11.	La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (Article B.6.8, 423).....	60
<b>Chapitre IV:Etude dynamique .....</b>		<b>63</b>
IV.1.	Introduction :.....	64
IV.2.	Objectifs de l'étude dynamique :.....	64
IV.3.	Méthode de Calcul :.....	64
IV.4.	Détermination de centre de gravité de masse et de torsion dans chaque étage :.....	64
IV.5.	L'excentricité accidentelle : RPA99V2003 (4.3.7).....	65
IV.6.	Calcul des actions sismiques :.....	66
IV.7.	Nombre de modes à considérer: RPA99V2003 (4.3.4).....	69
IV.8.	Combinaisons des réponses modales :.....	70

IV.9.	<i>Comportement de structure</i> :.....	70
IV.10.	<i>Résultante des forces sismiques de calcul par Robot</i> :.....	72
IV.11.	<i>Vérification de période fondamentale de la structure : RPA99V2003 (4.2.4)</i> .....	73
IV.12.	<i>Justification d'interaction Portiques/Voiles : RPA99V2003 (3.4)</i> .....	73
IV.13.	<i>Vérfications Justification vis-à-vis des déformations</i> :.....	74
IV.14.	<i>Justification de l'effet P-Δ</i> : .....	75
IV.15.	<i>Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble</i> :.....	76
IV.16.	<i>Conclusion</i> :.....	78
<b>Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants</b> .....		<b>79</b>
V.1.	<i>Ferrailage des poteaux</i> :.....	80
V.1.1.	<i>Introduction</i> :.....	80
V.1.2.	<i>Combinaisons d'actions</i> : .....	80
V.1.3.	<i>Etat limite ultime de stabilité de forme</i> :.....	80
V.1.4.	<i>Recommandations des règlements</i> :.....	81
V.1.5.	<i>Étude des poteaux de RDC (45×45) cm<sup>2</sup></i> :.....	81
V.1.6.	<i>Ferrailage des poteaux</i> :.....	84
V.2.	<i>Ferrailage des poutres</i> : .....	85
V.2.1.	<i>Introduction</i> :.....	85
V.2.2.	<i>Combinaisons d'actions</i> : .....	85
V.2.3.	<i>Recommandations des règlements : (RPA99V2003)</i> .....	86
V.2.4.	<i>Vérification des contraintes à l'ELS</i> : .....	86
V.2.5.	<i>Vérification de la contrainte de cisaillement</i> :.....	86
V.2.6.	<i>Calcul des armatures transversal</i> :.....	87
V.2.7.	<i>Vérification de la flèche : CBA93 (B6.5.1)</i> .....	87
V.2.8.	<i>Les schémas de ferrailage</i> :.....	88
V.3.	<i>Ferrailage des voiles</i> : .....	89
V.3.1.	<i>Introduction</i> :.....	89
V.3.2.	<i>Combinaison</i> :.....	90
V.3.3.	<i>Étude des voiles</i> :.....	93
V.3.4.	<i>Schéma de ferrailage</i> : .....	94
V.3.5.	<i>Conclusion</i> :.....	95
<b>Chapitre VI: Etude de l'infrastructure</b> .....		<b>96</b>
VI.1.	<i>Etudes des fondations</i> .....	97
VI.1.1.	<i>Introduction</i> :.....	97
VI.1.2.	<i>Différents types de fondations</i> : .....	97
VI.1.3.	<i>Le choix de type de fondation</i> :.....	97
VI.1.4.	<i>Combinaison d'action</i> :.....	97

<i>VI.1.5. Présentation de rapport de sol :</i>	<i>97</i>
<i>VI.1.6. Vérification du chevauchement (Ss / Sb) :</i>	<i>98</i>
<i>VI.2. Etude du radier :</i>	<i>98</i>
<i>VI.2.1. Pré dimensionnement du radier :</i>	<i>98</i>
<i>VI.2.2. Détermination des efforts :</i>	<i>100</i>
<i>VI.2.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :</i>	<i>100</i>
<i>VI.3. Les vérifications nécessaires :</i>	<i>100</i>
<i>VI.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL 91 (art.A.5.1) :</i>	<i>100</i>
<i>VI.4. Ferrailage du radier :</i>	<i>100</i>
<i>VI.4.1. Méthodes de calcul :</i>	<i>100</i>
<i>VI.4.2. Evaluation des charges :</i>	<i>101</i>
<i>VI.4.3. Calcul des moments fléchissant :</i>	<i>101</i>
<i>VI.4.4. Calculs des armatures de la dalle du radier :</i>	<i>102</i>
<i>VI.5. Présentation du ferrailage :</i>	<i>102</i>
<i>VI.6. La dalle flottante :</i>	<i>103</i>
<i>VI.6.1. Mise en œuvre :</i>	<i>103</i>
<i>VI.6.2. Préparation du sol :</i>	<i>103</i>
<i>VI.6.3. Mise en place de terre pleine :</i>	<i>104</i>
<i>VI.6.4. Exécution de dallage:</i>	<i>104</i>
<i>Conclusion générale:</i>	<i>105</i>
<i>Bibliographie</i>	<i>106</i>

## Listedefigure:

### ChapitreI:Présentationdu projet

FigureI.1:Plan RDC

FigureI.2:Plan Etage +9.

Figure I.3: Coupe A'A'

FigureI.4:Evolution de la résistance du béton  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

FigureI.5:Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$

Figure I.6: Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU Etat limite de service

FigureI.7:Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S

FigureI.8:Diagramme contrainte-déformation de l'acier `a l'ELU

### ChapitreII:Prédimensionnement

Figure II.1 : Section du poteau1

FigureII.2.:Section de poteau2 (40x40) cm<sup>2</sup>

FigureII.3: Section de poteau (40x40) cm<sup>2</sup>

Figure. II.4:Poutre principale 01 (30×50)

Figure. II.5:Poutre secondaire (30x40)

Figure. II.6:coupe verticale d'un voile

Figure.II.7 :Plancher à corps creux

Figure II.8 : Schéma des poutrelles.

Figure II.9 : Plaque pleine

FigureII.10 :Schéma d'Escalier.

Figure II.11 : La surface afférente

### ChapitreIII:Etudes

FigureIII.1: Schéma de balcon.

FigureIII.2: Section de la dalle pleine à ferrailer

Figure III.3:Dessin de ferrailage de balcon étage

Figure III.4 : Ferrailage de balcon

FigureIII.5 : Section d'acrotère à ferrailer.

Figure III.6: Présentation du ferrailage acrotère

Figure.III.7:Schéma de d'escalier.

Figure.III.8 : Schéma statique de l'escalier.

Figure.III.9 : Section d'escalier à ferrailer

Figure III.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

Figure. III.11 : Schéma statique de poutre palière.

Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Figure III.13 : Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage terrasse type (1)

Figure. III.14 : Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage terrasse type (2)

Figure III.15 : Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage courants type (3) à l'ELU

Figure III.16 : Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage terrasse type (4) à l'ELU

Figure III.17 : Schéma des poutrelles.

Figure III.18 : Schéma de ferrailage des poutrelles sur travée.

Figure III.19 : Schéma de ferrailage des poutrelles sur appuis.

Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la dalle mince.

Figure III.21 : Ancrage du diaphragme, sens non porteur (Continuité du diaphragme)

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

Figure IV.1 : La modélisation de la structure sur le Robot.

Figure IV.2 : Disposition des voiles.

Figure IV.3 : Spectre de réponse.

Figure IV.4 : de mode 1

Figure IV.5 : de mode 2

Figure IV.6 : de mode 3

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants :**

Figure V.1 : Schéma de la zone nodale.

Figure V.2 : Schéma de ferrailage de poteau (45×45).

Figure V.3 : Schéma de ferrailage de poutre principale

Figure V.4 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire.

Figure V.5 : Schéma de ferrailage des voiles.

Figure V.6 : Disposition des armatures verticales dans le voile.

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

Figure VI.1 : Schéma représente la semelle du radier.

Figure VI.2 : Schéma du ferrailage du radier.

Figure VI.3 : Schéma de la dalle flottante.

## Liste des tableaux:

### Chapitre I: Présentation du projet

Tab. I.1 : Types et caractéristiques des aciers

### Chapitre II: Prédimensionnement :

Tab. II.1: Charge permanente revenant à la partie terrasse inaccessible

Tab. II.2: Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Tab. II.3: Evaluation des charges dans les balcons

Tab. II.4: Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Tab. II.5 : Evaluation des charges sur les escaliers

Tab. II.6: Evaluation des charges sur l'acrotère

Tab. II.7: Evaluation des charges surface afférente

### Chapitre III : Etudes

Tab. III.1: Charge du palier et volée.

Tab. III.2: Les actions d'escalier.

Tab. III.3: Moments et effort tranchants

Tab. III.4: Calcul de la section des armatures.

Tab. III.5 : Armatures longitudinales.

Tab. III.6: Calcul des caractéristiques de section à L'ELS.

Tab. III.7: Vérification des contraintes à L'ELS.

Tab. III.8: Armatures de répartitions.

Tab. III.9: Sollicitations de poutre palière.

Tab. III.10: Armatures longitudinales.

Tab. III.11: Vérification de contrainte.

Tab. III.12: Armatures longitudinale maximale.

Tab. III.13 : Armatures longitudinale adopte.

Tab. III.14: Charges supporté par Les poutrelles.

Tab. III.15: Moments pour les poutrelles type (1).

Tab. III.16: Efforts tranchants dans les poutrelles type (1).

Tab. III.17: Moments pour les poutrelles type (2).

Tab. III.18 : Efforts tranchants dans les poutrelles type (2).

Tab. III.19: Moments pour les poutrelles type (3).

Tab. III.20: Efforts tranchants dans les poutrelles type (3).

Tab. III.21: Moments pour les poutrelles type (4).

Tab. III.22: Efforts tranchants dans les poutrelles type (4).

Tab.III.23 : Les sollicitations dans les poutrelles.

## **Chapitre IV : Etude dynamique**

Tab. IV.1: Caractéristiques massique.

Tab. IV.2: Comportement de structure.

Tab. IV.3: Résultante des forces sismiques.

Tab. IV.4: Vérification de l'étude sismique.

Tab.IV.5 : Vérification de période fondamentale de la structure.

Tab. IV.6: Justification d'interaction verticale portiques /voiles.

Tab. IV.7: Justification d'interaction portiques /voiles Suivant (x-x).

Tab. IV.8: Justification d'interaction portiques /voiles Suivant (y-y).

Tab. IV.9: Vérification la déformation dans chaque étage suivant X.

Tab. IV.10: Vérification la déformation dans chaque étage suivant Y.

Tab. IV.11: Vérification de l'effet P- $\Delta$  (X-X).

Tab.IV.12 : Vérification de l'effet P- $\Delta$  (Y-Y).

Tab. IV.13: Vérification de l'équilibre d'ensemble sens longitudinal.

Tab. IV.14: Vérification de l'équilibre d'ensemble sens transversal.

## **Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants :**

Tab. V.1: Sollicitation des poteaux.

Tab. V.2: Vérification des contraintes de cisaillements des poteaux.

Tab. V.3: Sollicitation moment de flexion des poutres.

Tab. V.4: Vérification des contraintes de l'acier et de béton.

Tab.V.5 : Vérification des contraintes de cisaillements des poutres.

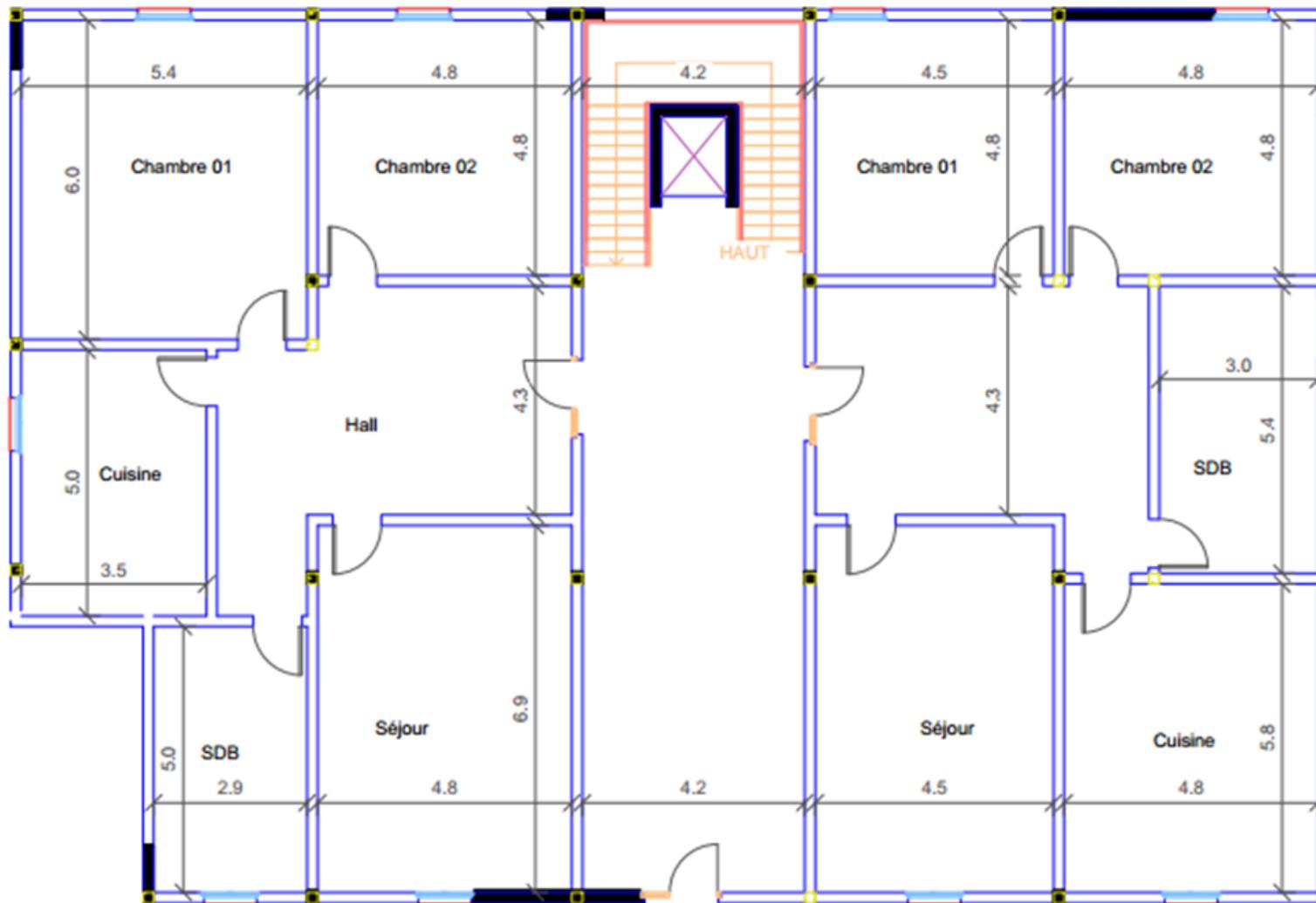
Tab.V.6: Vérification de la flèche des poutres.

## **Chapitre VI: Etudedel'infrastructure**

Tab. VI.1: Résumé des méthodes de calcul

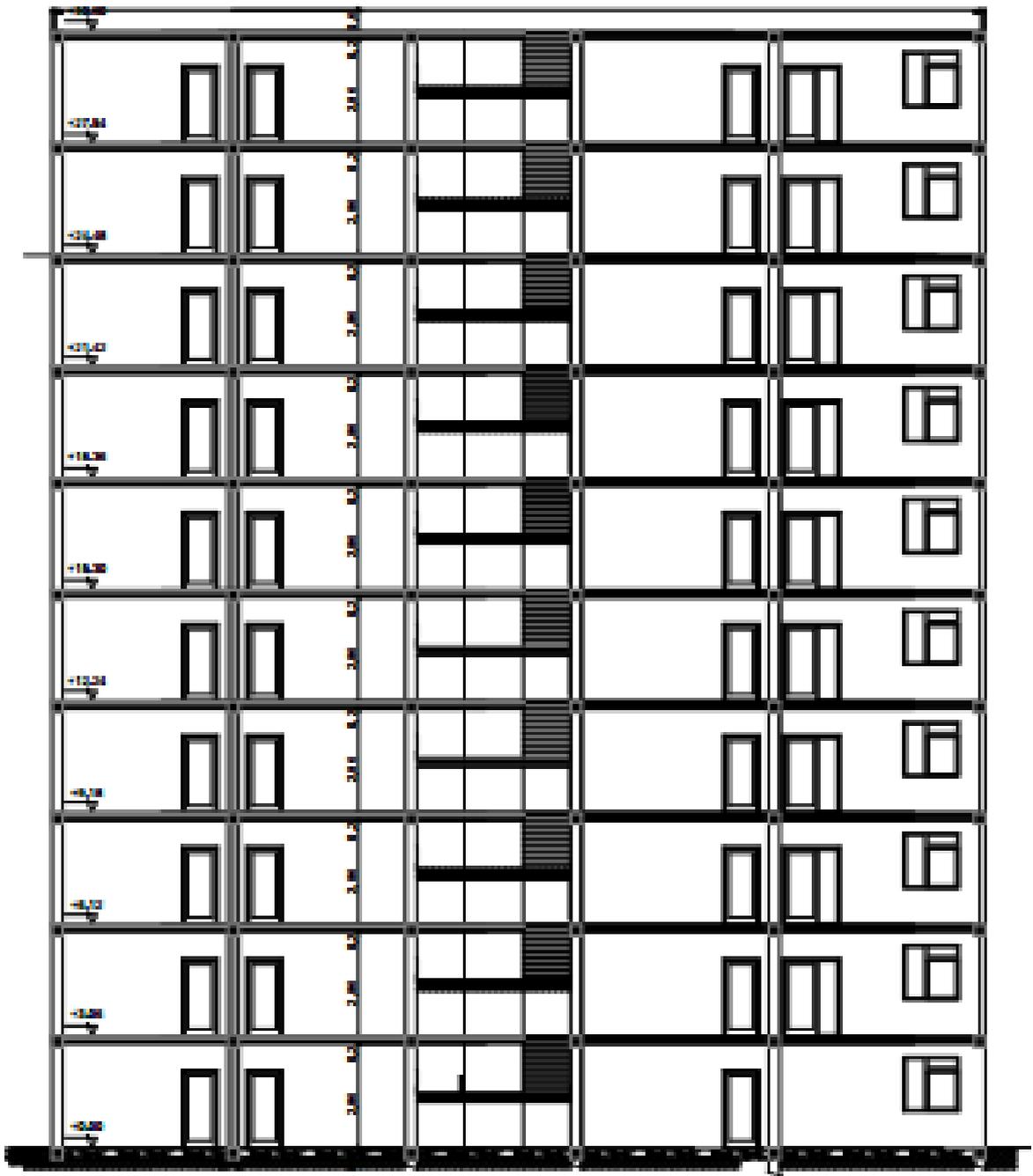
Tab. VI.2: Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).

Tab. VI.3: Récapitulatif des résultats d'armature du radier (ELU et ELS).



PlanRDC





Coupe AA

### INTRODUCTION GENERALE :

Les constructions en béton armé ont souvent subi des dégâts importants lors des tremblements de terre majeurs, plus particulièrement les ossatures en portiques. Ces dégâts sont dus en général à une conception architecturale incorrecte du point de vue parasismique, un ferrailage inadéquat ou une mauvaise qualité d'exécution. La conception et le dimensionnement d'une structure que ce soit un bâtiment, un ouvrage d'art ou toute autre construction ayant une fonction particulière, ces ouvrages sont l'œuvre d'une équipe plus disciplinaire dont au moins un ingénieur Génie Civil.

L'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales. Le but de la présente étude est d'étudier une structure en béton armé d'un bâtiment, comportant un RDC plus 9 étages à destination d'habitation, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. En déterminant les sections de béton et d'acier nécessaires afin que la superstructure transmette sans contraintes majeures à l'infrastructure les charges qui lui sont appliquées.

Pour la modélisation de la structure, on utilise le logiciel de calcul par élément fini «**ROBOT2014** ».

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- Règles Parasismiques Algérienne (**RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48**).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (**DTR-BC.2**).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé (**BAEL 91**).

# **Chapitre I:**

## **Présentation du projet.**

**Chapitre I: Présentation du projet.**

**I.1. Description de l'ouvrage :**

Le présent projet est un bâtiment (R+9) à usage d'habitation.

Le bâtiment est implanté à Sétif, c'est une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

**I.2. Caractéristiques géométriques :**

❖ **En élévation**

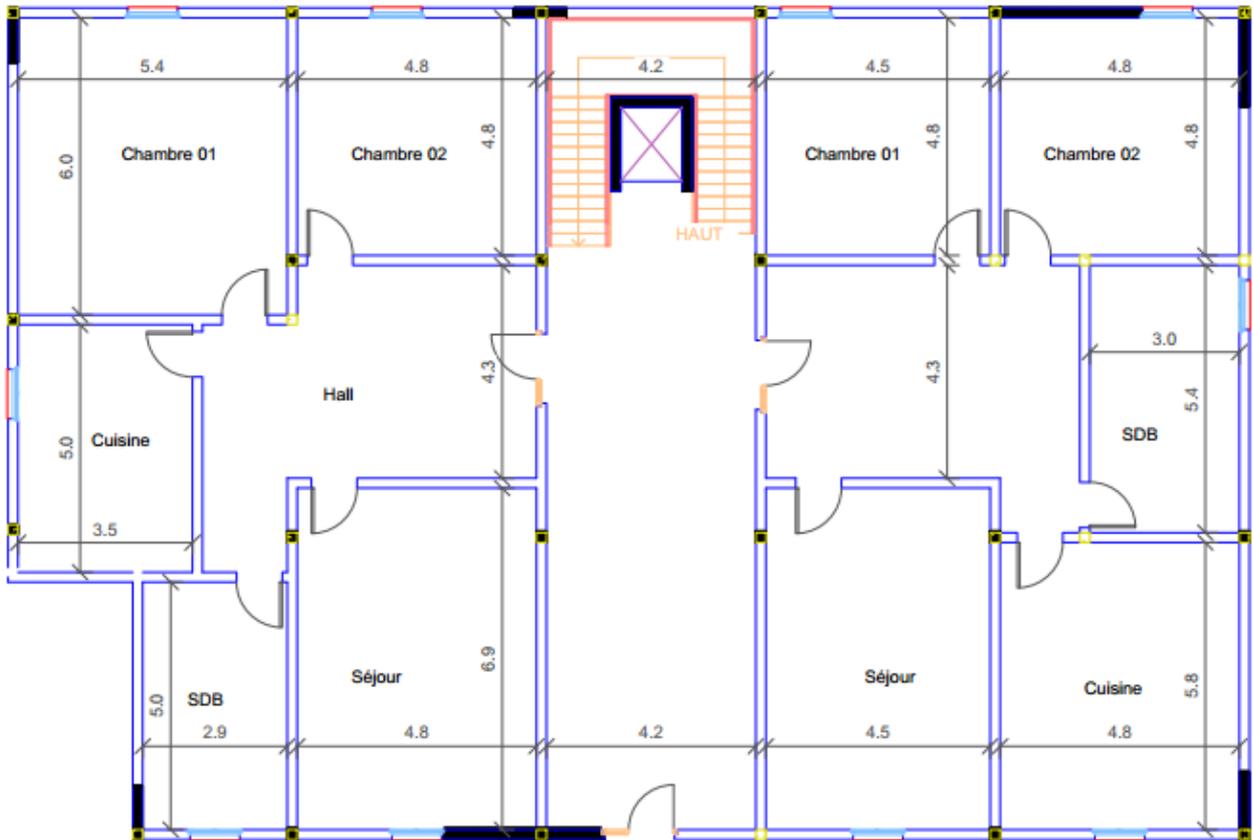
Hauteur du RDC----- 3.06 m.

Hauteur d'étage courant-----3.06 m.

Hauteur acrotère-----0.60 m.

Hauteur totale (avec acrotère) ----- 31.2 m.

❖ **En plan**



*Figure I.1: PLAN RDC*

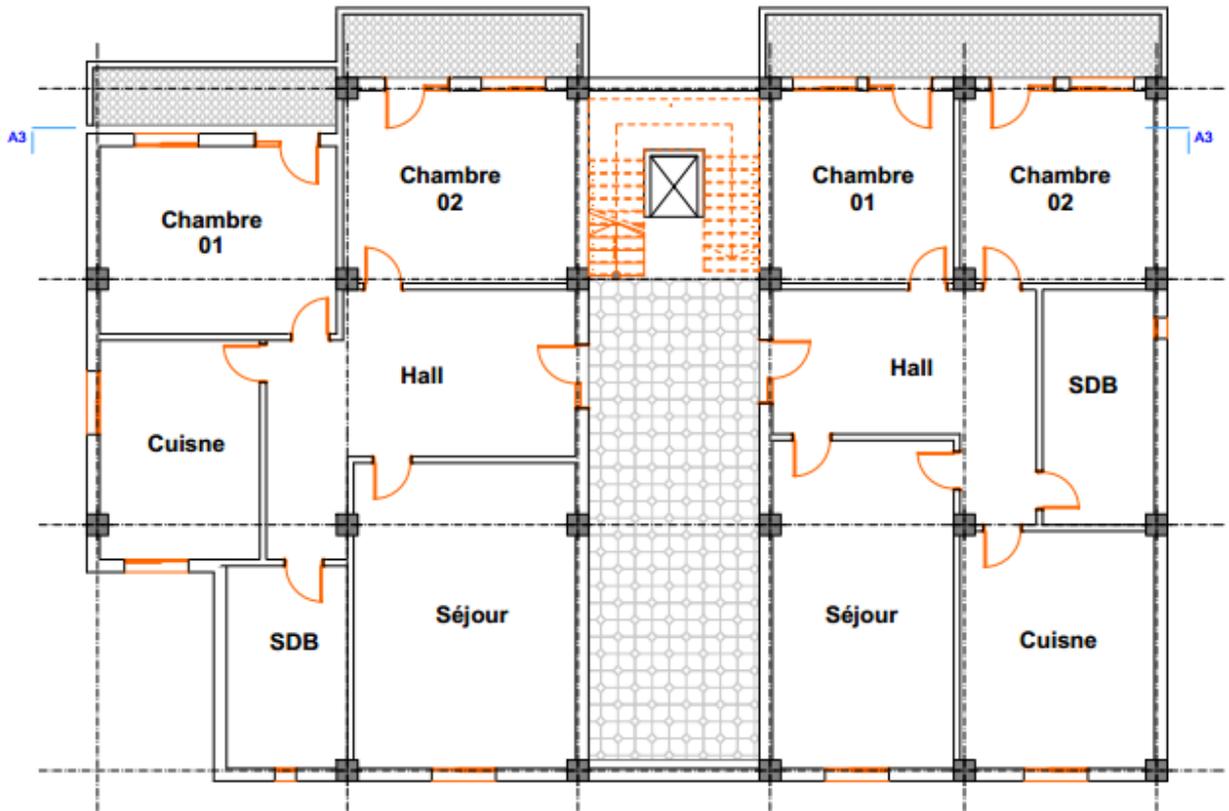


Figure I.2 : PLAN ETAGE +9

Longueur en plan----- 23.70 m.

Largeur en plan----- 16 m.

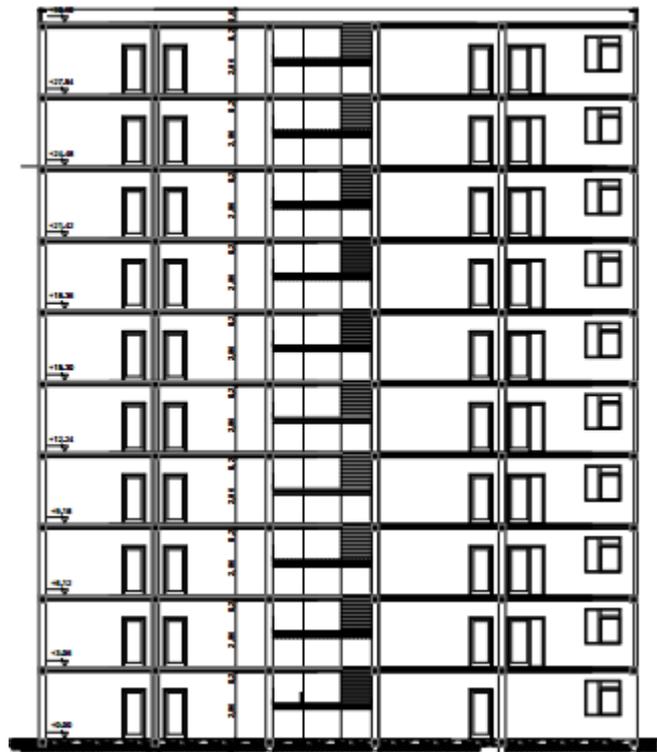


Figure I.3 : COUPE 'AA'

### I.3. Conception de la structure du bâtiment :

#### a) Les planchers :

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Absence des charges concentrées importante sur le plancher.
- Ces dalles sont plus légères que la dalle pleine.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique.

#### b) Poutres : Letypedelaterrasseest: terrasseinaccessible.

- Les poutres transversales (principales).
- Les poutres longitudinales (secondaires).

#### c) Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

#### d) Escalier :

La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 9ième étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

#### e) Les murs :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10 cm.

#### f) Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en mortier de ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

#### g) Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

#### h) Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et

## Chapitre I: Présentation du projet

de sa machinerie.

### I.4 les Règlements de calculs :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les règles parasismiques Algériennes (RPA 99.V 2003).
- Les règles BAEL 91.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-B.C 2.2)
- Les règles BAEL 91.

### I.5 Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans la Wilaya de Sétif donc dans une zone de sismicité moyenne (Zone IIa) selon le classement des RPA99/Version 2003.
- Le bâtiment est à usage d'habitation donc appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3) selon l'étude de sol.

### I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA99/Version 2003**.

#### I.6.1.1. La résistance du béton

##### a) à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$  par :

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$  :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

-La résistance à la compression a 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

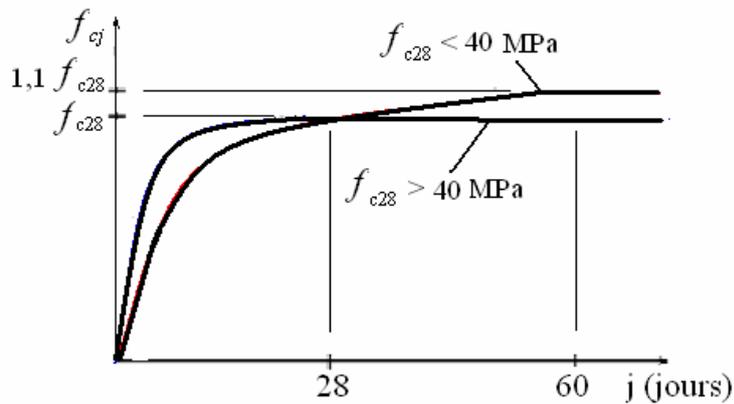


Figure I.4 : Evolution de la résistance du béton  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

b) à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

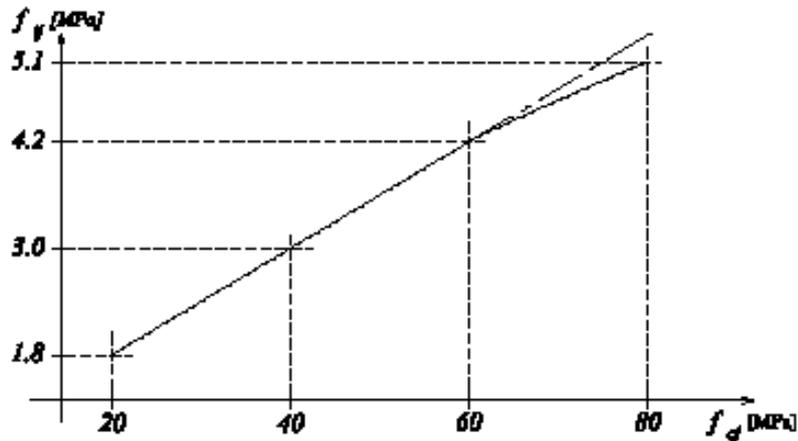


Figure I.5 : Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$

La résistance à la traction  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

**I.6.1.2. Déformation longitudinale du béton :**

**a) Modules de déformation longitudinale instantané:**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet a défaut de mesures, qu'à l'âge «  $j$  » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{MPa}$$

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa on a

$E_{ij} = 32164.195$  MPa.

**b) Module de déformation longitudinale différé :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale diffère. ceci permet de calculer la déformation finale du béton. Elle est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa on a

$E_{vj} = 10818.865$  MPa.

➤ **Coefficient de poisson**

$\nu = 0.0$  dans le cas des Etats limites ultimes (E.L.U) (section fissurée)

$\nu = 0.2$  dans le cas des Etats limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

**I.6.1.3. Contraintes limites :**

➤ **Etat limite ultime ELU :**

➤ **Contrainte ultime de béton :**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur le diagramme de contraintes déformations.

Les déformations du béton sont :

-  $\epsilon_{bc1} = 2 \text{‰}$

-  $\epsilon_{bc2} = 3.5 \text{‰}$  Si  $\rightarrow f_{cj} \leq 40$  Mpa

-  $\text{Min}(4.5; 0.025 f_{cj}) \text{‰}$  Si  $\rightarrow f_{cj} \geq 40$  Mpa

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

avec :

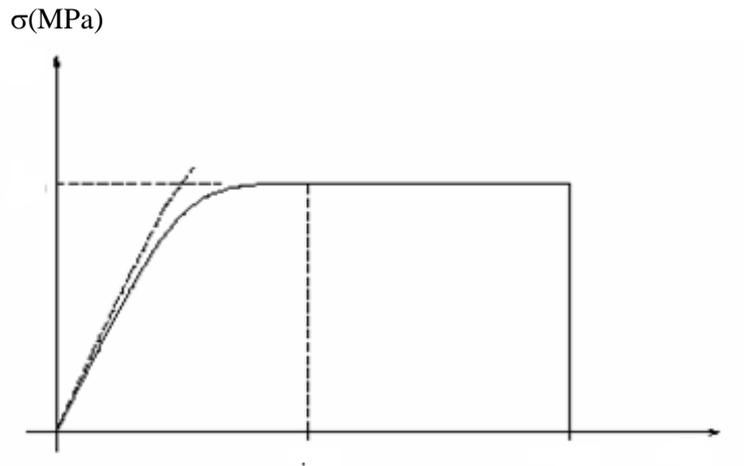
$\gamma_b$  : coefficient de sécurité partiel ( 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles)

$\mu$  : un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

-  $\mu = 1$  si la durée est supérieure à 24h

-  $\mu = 0.9$  si la durée est comprise entre 1h et 24h.

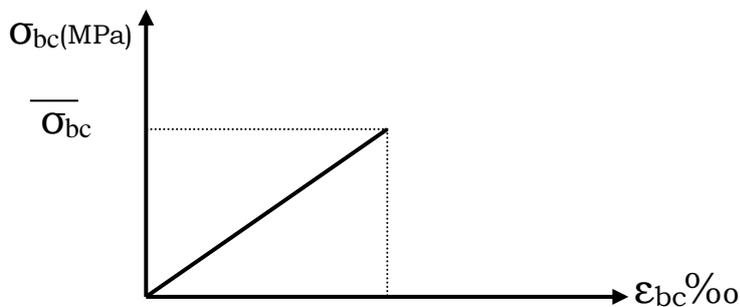
-  $\mu = 0.85$  dans les autres cas.



**Figure I.6- Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU Etat limite de service**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée ( $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0.2$ ).

La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.



**Figure I.7- Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

### **I.6.2. Acier :**

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à

## Chapitre I: Présentation du projet

la compression dans le cas d'élancements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

### I.6.2.1. Caractéristiques mécaniques

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle est en fonction de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

La valeur de la limite d'élasticité  $f_e$  est garantie par le fournisseur.

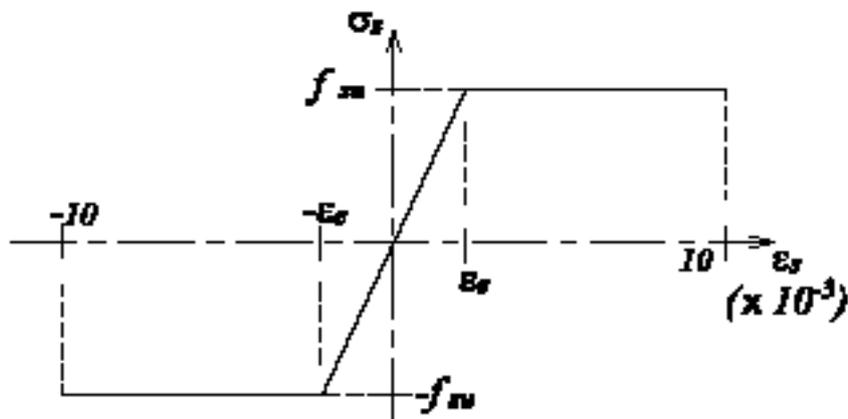
Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F <sub>e</sub> E22	215	Emploi courant.
	F <sub>e</sub> E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F <sub>e</sub> E40	400	Emploi courant.
	F <sub>e</sub> E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F <sub>e</sub> TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F <sub>e</sub> TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

*Tableau. I.1.- Types et caractéristiques des aciers :*

### I.6.2.2. Contrainte limite

#### a) Etat limite ultime

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme de contrainte-déformation suivant.



*Figure I.8 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU*

Pour un acier à haute adhérence ayant  $f_e = 400$  MPa :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

## Chapitre I: Présentation du projet

---

$$\varepsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$  situations accidentelles  $\Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$  cas général  $\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

### b) Etat limite de service

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures:

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$ .
- $\eta$  : coefficient de fissuration
- $\eta = 1$  pour les aciers ronds lisses (RL)
- $\eta = 1.6$  pour les aciers a hautes adhérences

# **ChapitreII:**

## **Prédimensionnement**

## ChapitreII:Pré dimensionnement

### II.1. Pré dimensionnement :

#### II.1.2. Introduction :

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous référons aux recommandations du RPA99/version 2003 et (BAEL 91).

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges →planchers →poutrelles →poutres →poteaux →fondations →sol.

#### II.1.3. Pré dimensionnement des éléments :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types despoutres qui doivent respecter les conditions ci-dessous :

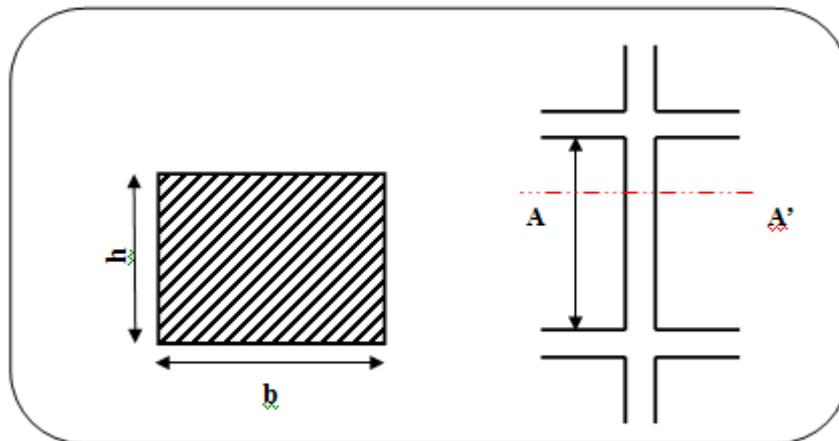
##### II.1.3.1. Les poteaux

Sont des éléments porteurs verticaux avec le rôle de :

- supporter les charges verticales.
- participer à la stabilité transversale par le système poteaux poutre pour résister les efforts Hz.

On dimensionne la section du poteau comme doivent satisfaire aux :

Conditions de RPA 99 v 2003 (Art 7.4.1) : **on zone II**



*Figure II.1: Section du poteau1*

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

- Les exigences de RPA

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$$

On dimensionnée la section de poteaux par :

- 1) La condition de règle BAEL 91.
- 2) La condition de règle (RPA 99 v 2003).

**Pour RDC, 1,2 ,3 et 4<sup>ième</sup>**

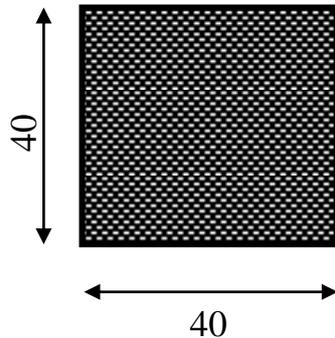
$$l_0=3.06-0,40=2.66\text{m}$$

On adopte section de (40x40) cm<sup>2</sup>

**b. Vérification vis-à-vis du RPA 99 version 2003 (ART 7.4.1) :(en zones II.a)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm} \quad \longrightarrow 40 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \text{Min (b, h)} \geq 266 / 20 \quad \longrightarrow 40 \geq 13.03 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ 1/4 < b/h < 4 \quad \longleftarrow 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Alors **Pour RDC, 1,2 ,3 et 4<sup>ième</sup>** : (40x40) cm<sup>2</sup>



**Figure II.9 : Section de poteau2 (40x40) cm<sup>2</sup>**

**II.1.3.2. Les poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

✓ **Selon BAEL91 :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

✓ Vérification d'après RPA99 version 2003 art.7.5.1.

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\}$$

**1- Les poutres principales :**

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

- Par BAEL 91 :

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

$$b = (0,3 \div 0,4) h$$

$$L = 540 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte } h = 50 \text{ cm}$$

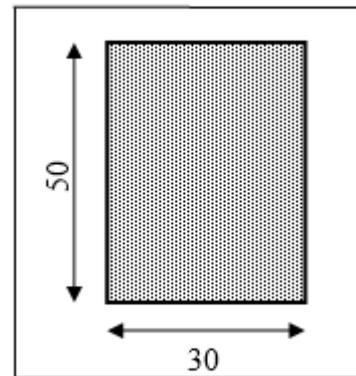
$$15 \leq b \leq 35 \Rightarrow \text{On adopte } b = 30 \text{ cm}$$

**Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003),

On doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \text{ cm} \\ h = 50 > 30 \text{ cm} \dots\dots \text{(Condition vérifiée)} \\ h / b = 1.33 < 4.00 \end{array} \right.$$



*Figure II.3 : Poutre principale 01(30x50)*

**2- Les poutres secondaires**

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

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

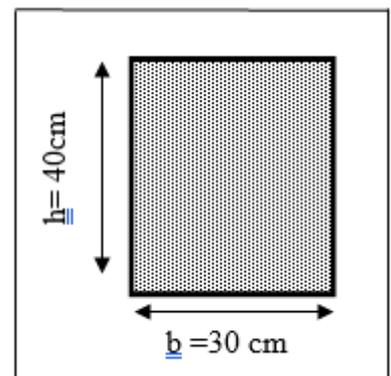
$L_{\max}$  : Portée libre maximale entre axe de la poutre longitudinale.

$$L_{\max} = 540 \text{ cm} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 40 \text{ cm}$  et  $b = 30 \text{ cm}$ .

**Vérifications :**

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



*Figure II.4 : Poutre secondaire (30x40)*

$$b = \begin{cases} 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) \\ h = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) \\ h / b = 1.16 < 4.00 \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}) \end{cases}$$

**II.1.3.3. Les voiles :**

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq h_e/20$$

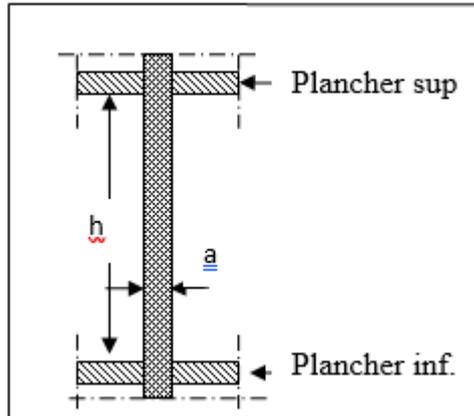
$$h_e = 3.06 \text{ m.}$$

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

$$e \geq \max \left[ \frac{306}{20}; 15\text{cm} \right]. \text{ RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow e \geq \max [15.3; 15\text{cm}]$$

Soit  $e = 20 \text{ cm.}$



*Figure II.5 : coupe verticale d'un voile.*

**II.1.3.4. Les planchers**

**1- Planchers à Corps Creux**

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm selon le BAEL91 (art. B.6.8.4.2.3).

Selon le CBA93, on doit dimensionner le plancher suivant la condition suivante :

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

L : Longueur de la poutrelle entre nus d'appuis.

$h_t$  : Hauteur du plancher.

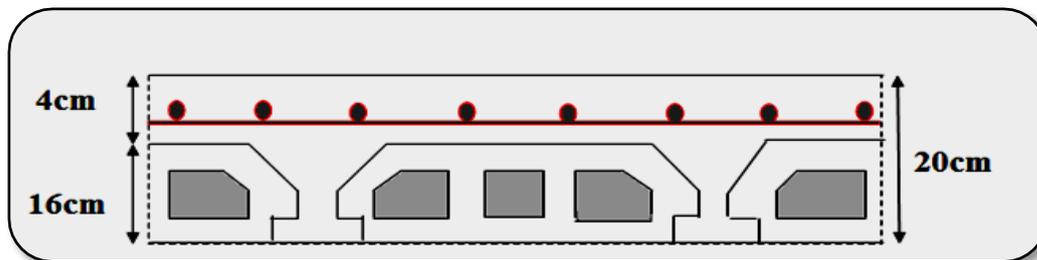
$$L = 540\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{540}{22.5} = 24\text{cm}.$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de (20+4)

Avec :

20 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.



**Figure II.6 : Plancher à corps creux**

- **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

- Soit  $b_0 = 10$  cm.

- Le hourdis choisi est normalisé de hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.

- La section en travée à considérer est une section en T

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5\text{cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{540}{10} = 54\text{cm} \end{array} \right.$$

$l_n$  : la distance entre nus de deux nervures consécutives

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend  $b_1 = 27.5\text{cm}$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}.$$

**Soit : b =65**

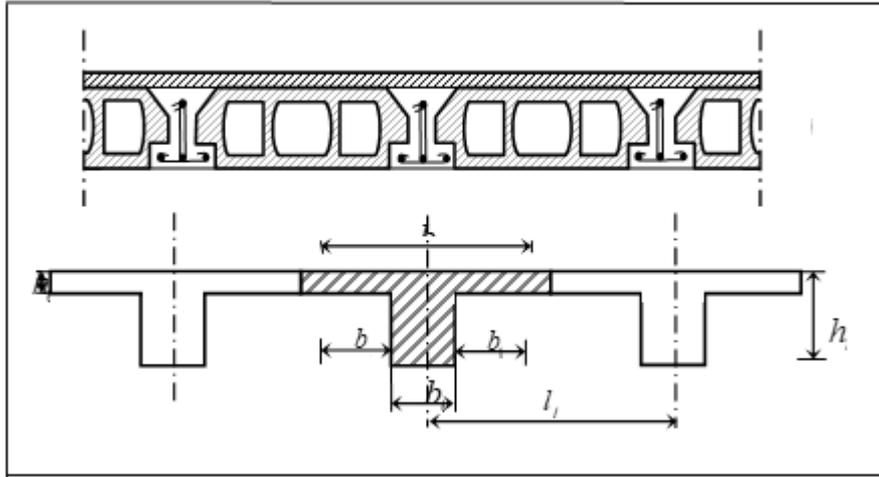


Figure II.7 :schéma des poutrelles

## 2- Plancher en dalle pleine

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

### a) Résistance a la flexion

On a :

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

Les dalles reposant sur un seul appui

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

Les dalles reposant sur deux côtés :

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

Les dalles reposant sur trois ou quatre cotés :

### b) Condition d'isolation phonique

Selon les règles de « BAEL 91 » l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 16cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique. Donc :  $e \geq 16\text{cm}$

### c) Condition de résistance au feu

$e = 7,0 \text{ cm}$ .....Pour une heure de coupe de feu

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

$e = 17.5 \text{ cm}$ ..... Pour quatre heures de coupe de feu

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

➤ Dans notre cas on a un seul appui comme console. Donc on comprend :

➤  $e \geq L_x$

## Chapitre II:Pré dimensionnement

Les dalles qui reposent sur un appui ont une portée égale à :  $L_x = 150 \text{ cm}$

On aura donc :  $e \geq 150 = 7.5 \text{ cm}$  On prend  $e = 12 \text{ cm}$ .

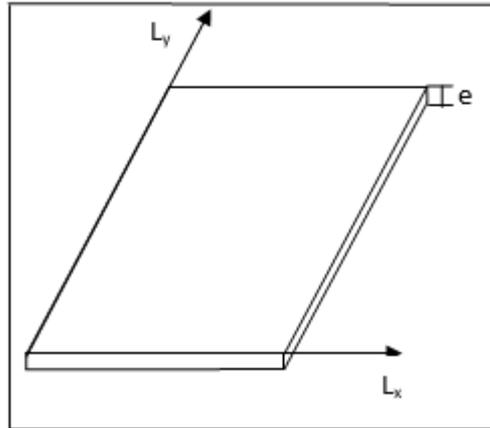


Figure II.8: Plaque pleine

### II.1.3.5. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place.

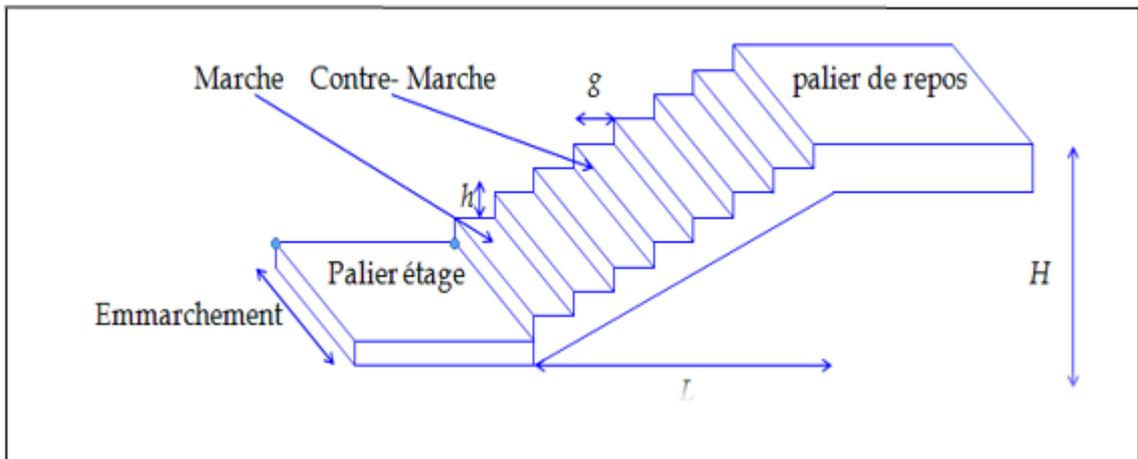


Figure II.9 : schéma d'Escalier.

$h$  : hauteur de contre marche

$g$ : largeur de marche (giron).

\*Pratiquement : la hauteur  $h$  :  $14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$  .

la largeur  $g$  :  $25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$  .

On prend :  $h = 17 \text{ cm}$  et  $g = 30 \text{ cm}$ .

**Formule de BLONDEL :**  $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2.h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ (c.v)}$$

➤ **Nombre de contre marche :**

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

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

$$n = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marche.}$$

➤ **Longueur de la volée :**

$$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm.}$$

➤ **Inclinaison de la pailleasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \rightarrow \alpha = 32.51$$

H : hauteur d'étage = 3.06 m.

L : Longueur de la volée = 2.40 m.

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

➤ **Epaisseur de la pailleasse :**

En assimilant la pailleasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

$$D'où : e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) L_{\max} \quad e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 400 \quad e = (18 \div 27) \text{ cm.}$$

Soit : e = 20 cm.

### II.1.4. Evaluation des charges et surcharges :

#### II.1.4.1. Les planchers :

##### 1) Plancher terrasse

##### – Terrasses inaccessibles :

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.050	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
Isolation thermique	0.040	0.01
Plancher à corps creux (20 + 4)	0.24	2.85

## Chapitre II:Pré dimensionnement

Enduitdeplâtre	0.015	0.15
Formedepente	0.065	1.43

**Tableau II.1 : Charge permanente revenant à la partie terrasse inaccessible**

- La charge permanente totale est estimée à:  $G=5.56KN/m^2$
- Il s'agit d'un plancher terrasse, la charge d'exploitation est due au personnel  
D'entretien:  $Q=1.0KN/m$  ..... **DTRB.C.2.2.**

### 2) Plancher de l'étage courant :

Désignationdeséléments	Epaisseur' 'e' '(m)	Poids' 'G' '(KN/m <sup>2</sup> )
Cloisonsdeseparation	0.100	1.00
Carrelage	0.020	0.44
Mortierdepose	0.020	0.40
LitdeSable	0.020	0.36
Plancheràcorpscreux	0.24	2.85
Enduitdeplâtre	0.015	0.15

**Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.**

- La charge permanente totale:  $G_{étage}=5.20KN/m^2$ .
- La charge d'exploitation {prendre dans notre projet (cas d'unétagepour habitation) estestiméeà:  $Q=1.5KN/m^2$ .

### III.1.4.1. Les balcons :

#### 1) Définition

C'est une plaque en béton armé pourtant sur un, deux ou trois appuis, c'est unélément considéré secondaire dans le contreventement de la structure, il joueunrôledeconfortpourl'utilisateurtd'esthétiquedansl'aspectarchitectural.

Désignationdeséléments	Epaisseur' 'e' '(m)	Poids' 'G' '(KN/m <sup>2</sup> )
Dallepleine	0.120	3.00
Carrelage	0.020	0.44

## Chapitre II:Pré dimensionnement

Mortierdepose	0.020	0.40
Sablefin	0.020	0.36
Enduitdeciment	0.015	0.21

**Tableau II.3 : Evaluation des charges dans les balcons**

- La charge permanente totale qu'on a est:  $G_{balcon}=4.41KN/m^2$ .
- Lacharged'exploitationàprendredanslecasdesbalconsestestiméa:

$$Q=3.5KN/m^2.$$

### II.1.4.3. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

Désignationdeséléments	Epaisseur"e"(m)	Poids"G"(KN/m <sup>2</sup> )
Enduitdeplâtre	0.015	0.15
Briquescreuses	0.15	1.30
Lamed'air	0.05	0.00
Briquescreuses	0.10	0.90
Enduitdeciment	0.015	0.21

**Tableau II.4 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.**

- Lachargepermanente totalequ'onaest: $G = 2.56KN/m^2$ .

### II.1.4.4. Les escaliers

Désignationdeséléments	Paliers(KN/m <sup>2</sup> )	Volées(KN/m <sup>2</sup> )
Poidsdeladalle	3.50	3.5
Poidsdesmarches	0.00	1.87
Mortierdepose	0.40	0.40
Carrelage	0.44	0.44
Gardedecorps	0.00	0.60
Enduitdeplâtre	0.15	0.15

**Tableau II.5 : Evaluation des charges sur les escaliers**

$$G_{palier}=4.49KN/m^2;G_{paillasse}=6.96KN/m^2$$

$$Q_{escalier}=2.50KN/m^2.$$

II.1.4.5. L'acrotère :

Type	H <sub>hauteur</sub> (cm)	E <sub>épaisseur</sub> (cm)	Enduit enciment	Poids propre (KN/ml)	Q (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/ml)
1	60	10	0.42	2.46	1.0	2.88

Tableau II.6 : Evaluation des charges sur l'acrotère

II.1.5. Descente de charges Nu :

La descente de charges se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (Niveau ±00). Elle est effectuée sur le poteau le plus sollicité ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface d'influence (S) comme montre la figure :

On suppose une section du poteau (40 × 40) cm<sup>2</sup>.

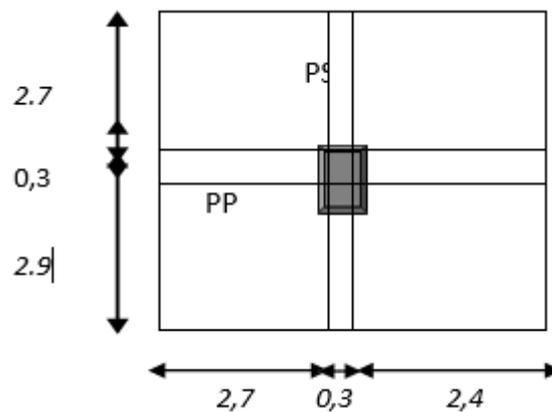


Figure II.10 : La surface afférente

Surface afférente :

$$SG = (2.7 + 2.9) \times (2.7 + 2.4) = 28.56 \text{ m}^2$$

$$S_q (\text{Terrasse}) = (2.7 + 2.9 + 0.3) \times (2.7 + 2.4 + 0.3) = 31.86 \text{ m}^2$$

$$S_q (\text{étage}) = 31.86 - (0.4 \times 0.4) = 31.7 \text{ m}^2$$

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
--------	---------	-------	-------

## Chapitre II:Pré dimensionnement

<b>1-1</b>	Poidsduplancherterrasse: $5.56 \times 28.56 = 158,79$  Poidsde la pouter principale: $(0.3 \times 0.5) \times 5.1 \times 25 = 19.12$  Poidsde la pouter secondaire: $(0.3 \times 0.4) \times 5.6 \times 25 = 16.8$	<b>194.71</b>	<b>31.86×1=3186</b>
<b>2-2</b>	<b>Venant1-1:194.71</b>  Poidsdupoteau: $(0.4 \times 0.4) \times 25 \times 3.06 = 12.24$	<b>206.95</b>	<b>31.86</b>
<b>3-3</b>	<b>Venant2-2:206.95</b>  Poidsduplanchercourant: $28.56 \times 5.20 = 148.51$  Poidsdelapoutreprincipale: $(0.3 \times 0.5) \times 5.1 \times 25 = 19.25$  Poidsdelapoutresecondaire: $(0.3 \times 0.4) \times 5.6 \times 25 = 16.8$	<b>391.51</b>	<b>31.86+(31.7×1.5)=79.41</b>
<b>4-4</b>	<b>Venant3-3:391.51</b>  Poidsdupoteau:12.24	<b>403.75</b>	<b>79.41</b>
<b>5-5</b>	<b>Venant4-4:403.75</b>  Poidsduplanchercourant: $=28.56 \times 5.20 = 148.512$  Poidsdelapoutreprincipale : $(0.3 \times 0.5) \times 5.1 \times 25 = 19.125$  Poids de la poutre secondaire : $(0.3 \times 0.4) \times 5.6 \times 25 = 16.8$	<b>588.18</b>	<b>79.41+47.55=126.96</b>
<b>6-6</b>	<b>Venant5-5:588.18</b>  Poidsdupoteau:12.24	<b>600.27</b>	<b>126.96</b>

## Chapitre II:Pré dimensionnement

<b>7-7</b>	<b>Venant6-6:600.27</b> Poidsduplanchercourant: <b>28.56</b> ×5.20=148.512  Poidsdelapoutreprincipale : :(0.3×0.5)×5.1×25=19.125  Poidsdelapoutresecondaire: :(0.3×0.4)×5.6×25=16.8	<b>784.35</b>	<b>126.96+47.55 =174.51</b>
<b>8-8</b>	<b>Venant7-7784.35</b> Poidsdupoteau:12.24	<b>796.59</b>	<b>174.51</b>
<b>9-9</b>	<b>Venant8-8:796.59</b> Poidsduplanchercourant: <b>28.56</b> ×5.20=148.512  Poidsdelapoutre principale : :(0.3×0.5)×5.1×25=19.125  Poidsdelapoutresecondaire: :(0.3×0.4)×5.6×25=16.8	<b>981.029</b>	<b>174.51+47.55 =222.06</b>
<b>10-10</b>	<b>Venant9-9981.029</b> Poidsdupoteau:12.24	<b>993.269</b>	<b>222.06</b>

La charge permanente : NG=993.269N.

La surcharge : NQ=222.06N.

La charge à l'état limite ultime : Nu=1.35NG+1.5NQ=1674KN.

La charge à l'état limite de service : NS=NG +NQ=1215.32KN.

### ❖ Vérification du poteau vis-à-vis à la stabilité de forme :

Selon le CBA93 on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%, pour tenir en compte la continuité des portiques.

$$Nu^*=Nu \times 1.1 \Rightarrow Nu=1674 \times 1.1=1841.4KN$$

### ❖ Vérification de la section (40×40) : BAEL91 (B.8.4, 1)

On vérifie la section qu'on a adoptée à base de la règle (RPA99) avec la condition à l'E.L.U de stabilité de forme d'un élément simplement comprimé.

$$N'u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_{e_s}}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- **Nu**: Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q
- **α**: est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ.

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$\lambda: \text{Elancement d'EULR. } (\lambda = \frac{L_f}{I})$$

## Chapitre II:Pré dimensionnement

$$\Delta x = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h}; \quad \Delta y = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$l_f$  = longueur de flambement

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\Delta x = \sqrt{12} \times \frac{2,142}{0,40} = 18,55$$

$$\Delta y = \sqrt{12} \times \frac{2,142}{0,40} = 18,55$$

$$\lambda = 18,55 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left[ \frac{\lambda}{35} \right]^2} = 0,80$$

$i$  = Rayon de giration ( $i = \sqrt{I/B}$ )

$I$  = moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

est ( $I = \frac{bh^3}{12}$ ) perpendiculaire au flambement

$B$  = surface de la section du béton ( $B = a \times b$ )

$\gamma_b$  = coefficient de sécurité pour le béton ( $\gamma_b = 1,5$ )..... Situation durable

$\gamma_s$  = coefficient de sécurité pour l'acier ( $\gamma_s = 1,15$ )..... Situation durable

$f_e$  = limite élastique de l'acier ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ )

$f_{c28}$  = contrainte caractéristique du béton à 28 jours ( $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ )

$B_r$  = section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

$$B_r = (h - 0,02)(b - 0,02) = (0,40 - 0,02)(0,40 - 0,02) = 0,1444 \text{ (m}^2\text{)}$$

$A$  = est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{\text{bael min}}, A_{\text{Rpa min}})$$

$$A_{\text{bael min}} = \max(4 \text{ cm}^2 / \text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$8 \frac{b+h}{100} = \frac{8 \times 400 + 400}{100} = 36 \text{ mm}^2$$

$$0,2bh/100 = \frac{0,2 \times 400 \times 400}{100} = 320 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors } A_{\text{bael min}} = \max(36, 320) = 320 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{Rpa min}} = 0,8\%B \text{ zone (IIa)}$$

$$A_{\text{Rpa min}} = \frac{0,8bh}{100} = \frac{0,8 \times 400 \times 400}{100} = 1280 \text{ mm}^2$$

$$\text{Alors } A = \max(1280, 320) = 1280 \text{ mm}^2$$

$$N'u = 0,80 \times \frac{144400 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 1280 \times \frac{400}{1,15}$$

## Chapitre II:Pré dimensionnement

---

$$N'u = 2584476,651\text{N} = 2584,47\text{KN}$$

$$N_u = 1674\text{KN} < N'u = 2584,47\text{KN}$$

### ❖ Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1) :

Pour le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}}$$

Avec :

**Nd**: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

**Bc**: est l'aire (section brute) de cette dernière.

**f<sub>cj</sub>**: est la résistance caractéristique du béton.

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0,3$$

$$Nd = N_{ser} = \frac{1.21532}{(0,45 \times 0,45) \times 25} = 0.24 < 0.3$$

Donc on adopte les sections : poteau (45× 45) **cm<sup>2</sup>**.



# **Chapitre III:**

## **Calcul des éléments secondaires**

### Chapitre III: Etude

#### III.2. Etude de balcon :

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

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon est en dalle pleine en béton armé, encadrée sur deux appuis.

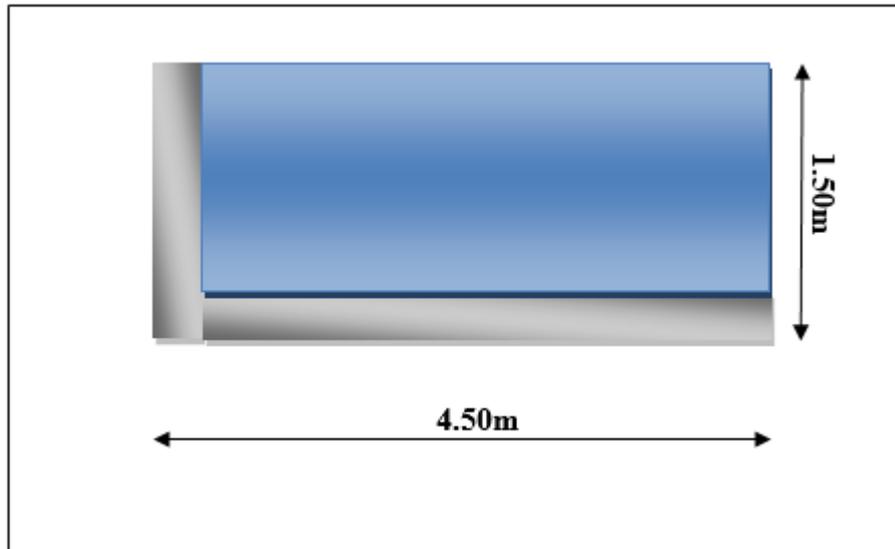


Figure III.1 : Schéma de balcon.

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

$$L_y = 4.50\text{m}$$

$$L_x/L_y = 1.50/4.50 = 0.33 < 0.4 \longrightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens.}$$

#### III.1.1 Balcon étage courant :

##### 1) Calcul des sollicitations :

$$\text{On a : } G = 4.41 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

La charge concentrée due au poids propre du garde du corps en maçonnerie :  $P = 1.46 \text{ KN/m}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35 \times 4.41 + 1.5 \times 3.5 = 11.20 \text{ KN/m} \\ q_s = 4.41 + 3.5 = 7.91 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$P_u = 1.35 \times 1.46 = 1.97 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = 1.46 \text{ KN/ml}$$

##### 2) Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times L_x^2}{8} + p_u \times l = \frac{11.20 \times 1.50^2}{8} + (1.97 \times 1.50) = 6.11 \text{ KN.m}$$

Alors :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 6.11 = 5.19 \text{ KN.m} \\ M_x^a = 0.4 \times M_u = 0.4 \times 6.11 = 2.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times Lx^2}{8} + p_s \times l = \frac{7.91 \times 1.5^2}{8} + (1.46 \times 1.50) = 4.41 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_u$$

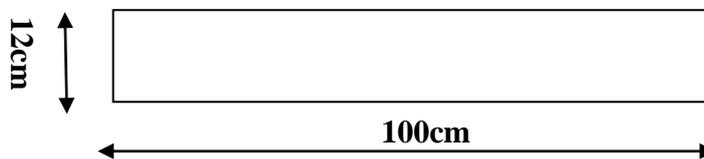
$$V_u = 11.20 \times 1.5 + 1.97 = 18.77 \text{ KN}$$

### 3) Ferrailage :

#### a) Armatures principales (à l'ELU):

- En travée :

Le calcul des armatures se fait en flexion simple pour une bande de 1m.



. Figure II.2 : Section de la dalle pleine à ferrailer.

b=100cm; h=12cm; d=9cm;  $f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.19 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14.16} = 0.045$$

$$\mu_{bu} = 0.045 < \mu_l = 0.392. A^* = 0 \longrightarrow$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \alpha_u = \longrightarrow 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}) = 0.060$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) Z_u = 120(1 - 0.4 \times 0.048) = 87.92$$

$$A_{st}^* = \frac{M_u}{Z_u + \sigma_{st}} A_{st}^* = \frac{5.19 \times 10^6}{88.27 \times 348} = \longrightarrow 169.63 \text{ mm}^2 = 1.70 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10=3.14cm<sup>2</sup>.

- Sur appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.44 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14.17} = 0.021$$

$$\mu_{bu} = 0.0018 < \mu_l = 0.392. \longrightarrow A^* = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \alpha_u \longrightarrow = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0021}) = 0.027$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) Z_u = 90 \longrightarrow (1 - 0.4 \times 0.027) = 89.03$$

$$A_{st}^* = \frac{M_u}{Z_u + \sigma_{st}} A_{st}^* = \frac{2.44 \times 10^6}{89.194 \times 348} = \longrightarrow 78.88 \text{ mm}^2 = 0.79 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T8=2.01cm<sup>2</sup>.

**b) Armatures secondaires :**

$$A_T = \frac{A_L}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78\text{cm}^2$$

$$A_T = 4T8 = 2.01\text{cm}^2.$$

**c) Espacement entre les armatures :** BAEL91 (Article A.8.2, 42)

Armatures longitudinales :  $S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Armatures transversales :  $S_t \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

On opte pour  $S_t = 25\text{cm}$ .

**4) Vérification :**

• **Vérification des diamètres des armatures :**

$$\phi_x \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{mm}$$

$\phi_x^{\max} = 10\text{mm} < 12\text{mm} \dots \dots \dots \dots \dots \dots$  Condition vérifié.

• **Vérification à l'ELU :**

➤ **L'effort tranchant :**BAEL91 (Article A.5.1, 1)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{18.77 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.21\text{MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 3\text{MPa}$  Pour la fissuration préjudiciable.

$\tau_u = 0.21\text{MPa} < \bar{\tau} = 3\text{MPa} \dots \dots \dots \dots \dots \dots$  condition vérifié (Y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

➤ **Condition de non fragilité :**BAEL91 (Article A.4.2,1)

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 165.6\text{mm}^2 = 1.09\text{cm}^2$$

$1.09 < 3.14 \dots \dots \dots \dots \dots \dots$  Condition vérifié.

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **la contrainte dans le béton :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y$$

On a :  $A_{st} = 3.14\text{cm}^2$ .

Recherche de la position de la fibre neutre (valeur de y) :

On a :

$$D'après de Bilan des efforts extérieurs : F_b - F_{st} = \frac{b}{2}y\sigma_{bc} - A_{st}\sigma_{st} = 0$$

D'après le théorème de Thalès :

$$\frac{\sigma_{bc}}{y} = \frac{\sigma_{st}}{n(d - y)}$$

Il vient alors :

$$\frac{by^2}{2} - nA_{st}(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 15 \times 3.14y - 15 \times 3.14 \times 12 = 50y^2 + 47.1y - 565.2 = 0$$

Donc : y=2.47cm

Alors le moment d'inertie est :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_{st} \times (d - y)^2 = \frac{100 \times 2.47^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (9 - 2.47)^2$$

$$I = 2510.69 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.41 \times 10^6}{2510.69 \times 10^4} \times 24.70 = 4.33 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.33 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$$

- **la contrainte dans l'acier:**

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{4.41 \times 10^6}{2510.69 \times 10^4} (90 - 24.70) = 172.05 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 172.05 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 215.56 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$$

**Figure III.3 :Dessin de ferrailage de balcon étage :**

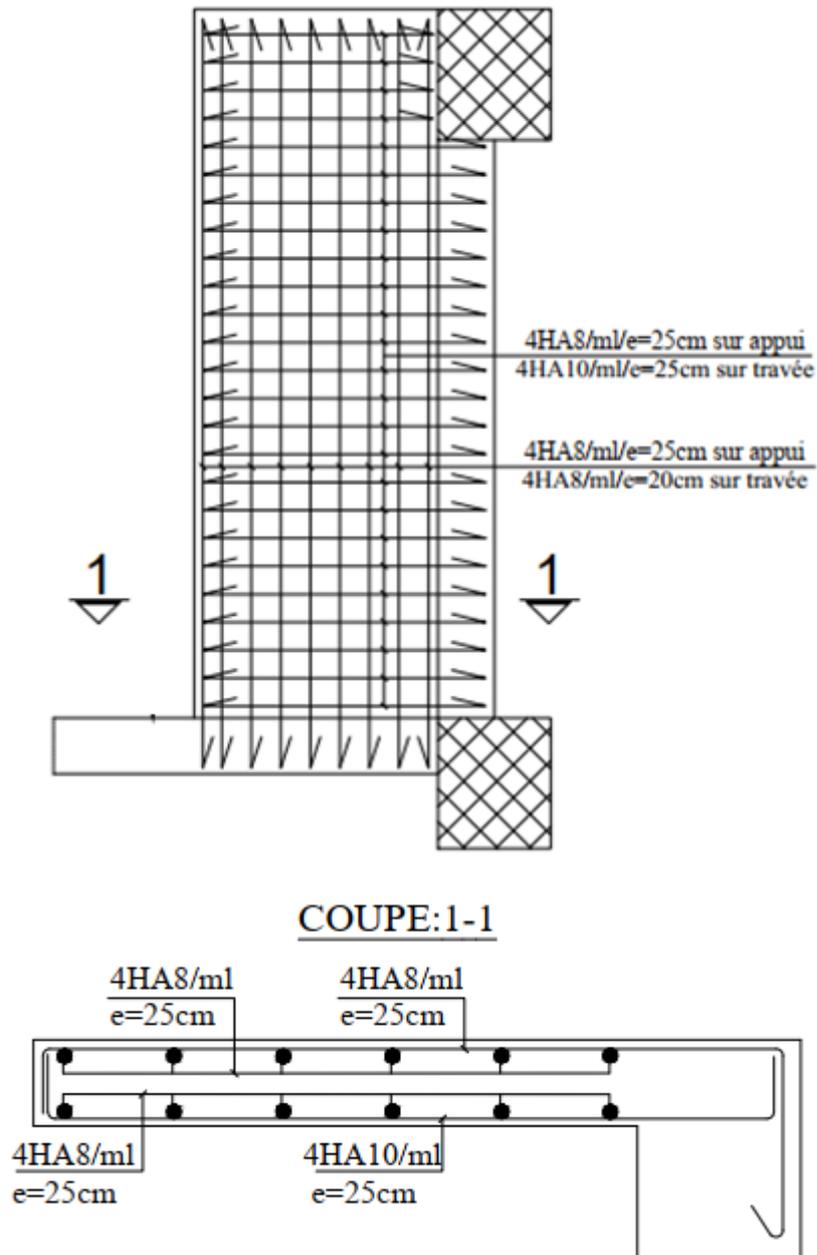


Figure III.4 :Ferraillage de balcon

### III.1.2 Etude de l'acrotère :

#### 1) Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, formant une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console en castrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur soumise à son poids propre et a une charge d'exploitation due à la main courante.

#### 2) Surface :

$$S = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.1)/2] + 0.07 \times 0.1 = 0.0685 \text{ m}^2.$$

#### 3) Les charges :

#### a) Les Charges permanentes:

$$G = 2.14 \text{ KN/ml.}$$

#### b) Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q"Force horizontal solliciter l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m.

D'après RPA 99/V2003 (art 6.2.3). Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Tel que :

A : coefficient d'accélération obtenue dans le tableau 4.1 groupe d'usage (2) se trouve dans la zone sismique II.a  $\Rightarrow A = 0.15$

C<sub>p</sub>: facteur de force horizontale donné par le tableau 6.1 de L' RPA99V2003 :  $\Rightarrow$

$$C_p = 0.8$$

W<sub>p</sub>: Poids de l'acrotère.

$$W_p = 214 \text{ daN/ml.}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 214 = 102.75 \text{ daN/ml.}$$

$$102.75 \text{ daN/ml} > 100 \text{ daN/ml.}$$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec  $Q = F_p = 102.75 \text{ daN/ml} \Rightarrow Q = 1.02 \text{ KN/ml.}$

#### 4) Les sollicitations :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = Q \times h = 1.02 \times 0.6 = 0.61 \text{ KN.m}$$

$$N = G = 2.14 \text{ KN}$$

$$T = Q = 1.02 \text{ KN}$$

#### 5) Combinaisons d'action :

##### • ELU (Combinaison Accidentelle) : (G + Q)

$$N_u = N = 2.14 \text{ KN}$$

$$M_u = M = 0.61 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T = 1.02 \text{ KN}$$

##### • ELS:(G + Q)

$$N_{ser} = N = 2.14 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M = 0.61 \text{ KN.m}$$

#### 6) Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur  $b=100 \text{ cm}$  et de hauteur  $h=10 \text{ cm}$ .

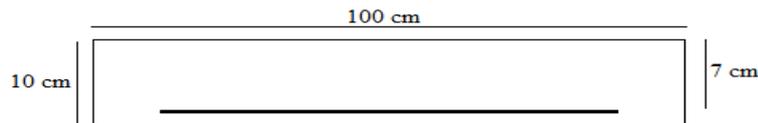


Figure III.5: Section d'acrotère à ferrailer.

**a) Diamètre des barres : BAEL91 (A.7.2.1)**

$$\phi_l \leq \frac{h}{10} \rightarrow \phi_l \leq 10 \text{ mm.}$$

$$\phi_t < \phi_l$$

On prend :  $\phi_l = 8 \text{ mm}$  et  $\phi_t = 6 \text{ mm}$ .

**b) Protection des armatures :**

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures à partir de l'axe de l'armature est  $c = 3 \text{ cm}$ .

**✚ Armatures longitudinales :**

➤ **ELU :**

✓ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.61}{2.14} = 0.28 \text{ m}$$

$$e = 0.28 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'efforts normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquence sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

✓ **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[ \frac{h}{2} - c \right] = 0.61 + 2.14 \left[ \frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 0.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0.65 \times 10^3}{18.48 \times 100 \times 7^2} = 0.007 < \mu_l = 0.392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A_f' = 0$ ).

$$\mu = 0.007 \rightarrow \alpha = 0.008 \rightarrow \beta = 0.996$$

$$\rightarrow A_f = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \times d \times \beta} = \frac{0.65 \times 10^3}{400 \times 7 \times 0.996} = 0.23 \text{ cm}^2$$

✓ **Détermination de la section des armateurs à la flexion composée :**

N est un effort de compression.

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \text{ et } A' = A_f' = 0$$

$$A_u = 0.23 - \frac{2.14 \times 10}{400} = -0.30 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

✓ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.61}{2.14} = 0.28 \text{ m}$$

$$e = 0.28 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

✓ **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_1 = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} \left[ \frac{h}{2} - c \right] = 0.61 + 2.14 \left[ \frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 0.65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0.65 \times 10^3}{15 \times 100 \times 7^2} = 0.008 < \mu_1 = 0.392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A_f' = 0$ ).

$$\mu = 0.008 \rightarrow \alpha = 0.104 \rightarrow \beta = 0.958$$

$$\bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{2}{3} f_c; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\rightarrow A_f = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \times d \times \beta} = \frac{0.65 \times 10^3}{201.63 \times 7 \times 0.958} = 0.48 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de la section à la flexion composée :**

N est un effort de compression :

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \text{ et } A' = A_f' = 0$$

$$A_{ser} = 0.48 - \frac{2.14 \times 10}{201.63} = 0.37 \text{ cm}^2$$

c) **Condition de non fragilité :**

➤ **Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1)**

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = \max(A_u ; A_{ser}; A_{min}) = 0.84 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimale des armatures longitudinales : BAEL91(B.5.3.1)**

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h$$

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_u ; A_{min}) = 2.5 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_l = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espace des armatures :**

$$A_l = 5HA8 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

✚ **Armatures de Répartition :**

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) A_l = (0.63 \div 1.25) \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'espace des armatures :**

$$A_r = 4HA8 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}.$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)**

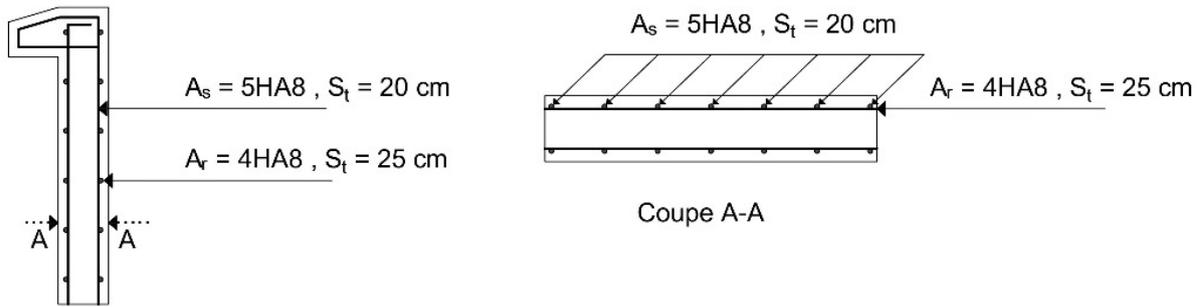
$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{1.71 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.024 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



**Figure III.6: Présentation du ferrailage :**  
**Schéma ferrailage d'acrotère.**

**III.1.3 Etude de l'escalier :**

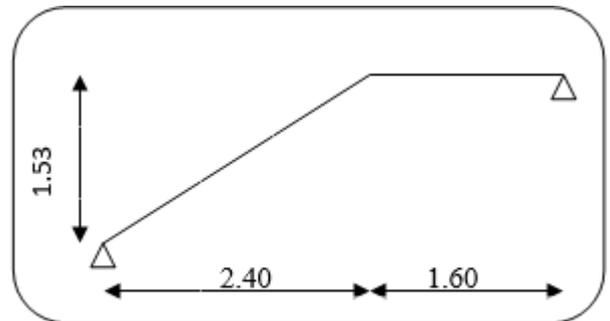
**1) Introduction :**

L'escalier permet l'accès aux différents niveaux de notre bâtiment, il est réalisé en béton armé coulé sur place, dans notre structure on a un seul type d'escalier de deux volées et palier de repos se trouve à mis étage.

**2) Etude de l'escalier :**

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 25 cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 25 cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm cm.



**Figure III.7 : Schéma de d'escalier.**

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

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

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

**3) Evaluation des charges :**

➤ **Volée (Paillasse) :**

➤ **Tableau III.1 : Charge du palier et volée.**

Désignationdeséléments	Palier (KN/m <sup>2</sup> )	Volée (KN/m <sup>2</sup> )
Poidsdeladalle	3.50	3.5
Poidsdesmarches	0.00	1.87
Mortierdepose	0.40	0.40
Carrelage	0.44	0.44

Gardedecorps	0.00	0.60
Enduitdeplâtre	0.15	0.15
	4.49	6.96

4) Détermination des actions et sollicitations :

Tableau III.2: Les actions d'escalier.

Niveau	Q <sub>u</sub> (KN/m)	Q <sub>ser</sub> (KN/m)
Paillasse (q <sub>1</sub> )	13.15	9.46
Palier (q <sub>2</sub> )	9.81	6.99

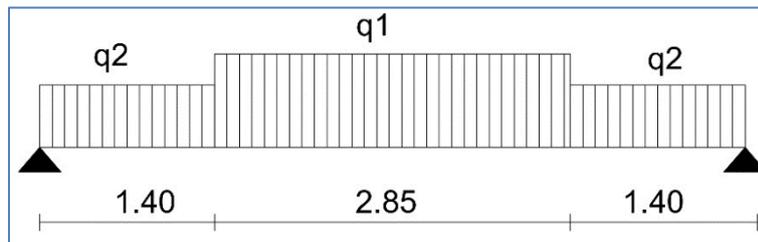


Figure III.8: Schéma statique de l'escalier.

Moments et Effort Tranchants :

Moment sur appui :  $M_a = 0.3M_{max}$

Moment en travée :  $M_t = 0.85M_{max}$

➤ ELU :

Moment isostatique :  $M_{max} = 23.62 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant :  $T_{max} = 23.62 \text{ KN}$

➤ ELS :

Moment isostatique :  $M_{max} = 16.94 \text{ KN.m}$

Tableau III.3 : Moments et effort tranchants.

	M <sub>max</sub> (KN.m)	M <sub>a</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	T <sub>u</sub> (KN)
ELU	23.62	7.09	20.08	23.62
ELS	16.94	5.08	14.40	/

Calcul de ferrailage :

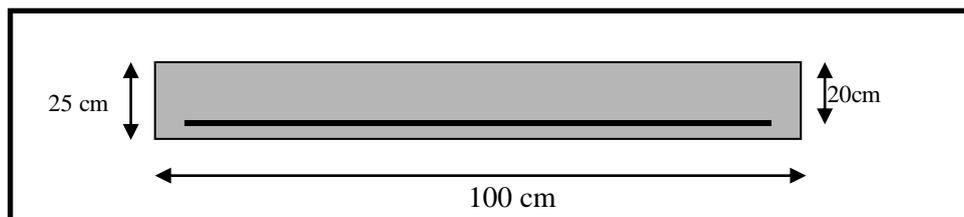


Figure III.9 :Section d'escalier à ferrailleur

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h), et calcul à la

flexion simple.

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2} ; C_0 \geq 1$$

$$\phi \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2.0 \text{ cm} \Rightarrow \phi = 10 \text{ mm}$$

$$C \geq 1 + 1 = 2 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 17 \text{ cm}$$

**Armatures Longitudinales :**

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

**Tableau III.4 : Calcul de la section des armatures.**

	Mu(KN.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A_{calc} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Travée</b>	<b>20.08</b>	<b>0.046</b>	<b>0.392</b>	<b>0.0593</b>	<b>0.763</b>	<b>4.45</b>
<b>Appuis</b>	<b>7.09</b>	<b>0.016</b>	<b>0.392</b>	<b>0.0206</b>	<b>0.918</b>	<b>1.31</b>

**5) Conditions de non fragilité :**

✓ **Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1)**

$$A_{min}^1 \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimal : BAEL 91 (B.6.4)**

$$A_{min}^2 \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2.00 \text{ cm}^2$$

**Tableau III.5: Armatures longitudinales.**

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^1 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}^2 \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
<b>Travée</b>	<b>4.45</b>	<b>2.05</b>	<b>2.00</b>	<b>4.45</b>	<b>5HA12 = 5.65</b>
<b>Appuis</b>	<b>1.31</b>	<b>2.05</b>	<b>2.00</b>	<b>2.05</b>	<b>4HA12 = 4.52</b>

**Vérification à ELS :**

✓ La position de l'axe neutre ( $y_s$ ) :

$$b y_s^2 - 30 A_s (d - y_s) = 0$$

✓ Moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b y_s^3}{3} + 15 A_s (d - y_s)^2$$

Tableau III.6: Calcul des caractéristiques de section à L'ELS.

	Mser (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	y <sub>s</sub> (cm)	I (cm <sup>4</sup> )
Travée	14.40	4.45	4.14	13404.35
Appuis	5.08	2.05	2.39	4649.40

✓ La contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_s$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_s)$$

Tableau III.7: Vérification des contraintes à L'ELS.

	$\sigma_b$	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	$\sigma_s$	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Travée	4.45	C.V	207.26	C.V
Appuis	2.61	C.V	239.60	C.V

✚ Armatures de répartitions : A<sub>t</sub> = A<sub>l</sub> / 4

Tableau III.8: Armatures de répartitions.

	A <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	4.45	1.11	5HA8 = 2.51
Appuis	2.05	0.50	3HA8 = 1.50

L'espacement entre les armatures : BAEL91 (8.2.42)

➤ Armatures longitudinales :

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

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

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

➤ Armatures transversales :

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

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

– Appuis:  $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

➤ La contrainte tangente  $\tau_u$  : BAEL91 (A.5.1, 1)

Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible  $\bar{\tau}_u$  est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

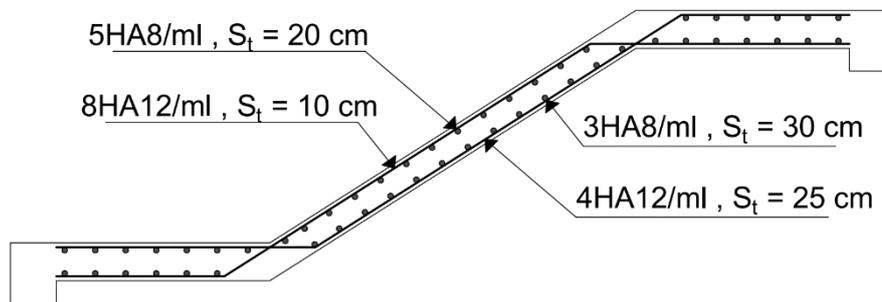
$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{47700}{1000 \times 170} = 0.138 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.138 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

**6) Présentation ferrailage d'escalier :**

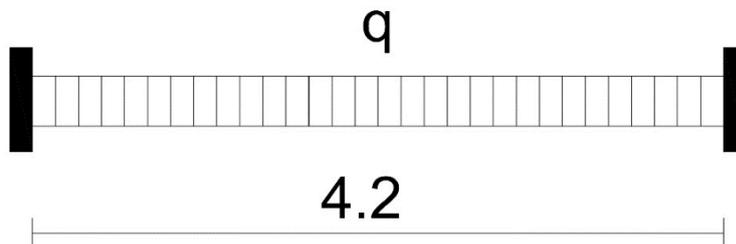


*Figure III.10 : Schéma de ferrailage de l'escalier.*

**7) Calcul de la poutre palière :**

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur "pm".
- La réaction de la volée "R".



*Figure III.11 : Schéma statique de poutre palière.*

**Prédimensionnement :**

$$h \geq \left( \frac{L}{15} \div \frac{L}{10} \right)$$

$$h \geq \left( \frac{420}{15} \div \frac{420}{10} \right) \Rightarrow h \geq (28 \div 42)$$

On prend: h = 40 cm

$$b = (0.3 \div 0.6)h = (12 \div 24)$$

On prend:  $b = 30 \text{ cm}$

**Condition de RPA99V2003 :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$$

**Évaluation des charges :**

Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times \gamma = 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3.00 \text{ KN/ml}$$

La réaction d'escalier :

$$R_u = 24.81 \text{ KN/ml}$$

$$R_{ser} = 17.79 \text{ KN/ml}$$

Poids de mur :

$$g_m = G \times H_m = 2.56 \times 3.06 = 7.83 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la poutre à la flexion :**

$$\text{ELU} : P_u = R_u + 1.35 \times (g_m + g)$$

$$\text{ELS} : P_s = R_{ser} + g_m + g$$

$$M_t = 0.85M_0 \quad ; \quad M_a = 0.3M_0 \quad ; \quad M_0 = \frac{P \times l^2}{8} \quad ; \quad T = \frac{p \times l}{2} \quad ; \quad l = 4.20 \text{ m}$$

**Tableau III.9 : Sollicitations de poutre palière.**

	P (KN /ml)	M <sub>0</sub> (KN. m)	M <sub>a</sub> (KN. m)	M <sub>t</sub> (KN. m)	Tu (KN)
<b>ELU</b>	<b>39.43</b>	<b>106.10</b>	<b>26.08</b>	<b>73.89</b>	<b>82.79</b>
<b>ELS</b>	<b>28.62</b>	<b>77.26</b>	<b>18.93</b>	<b>53.64</b>	<b>/</b>

I

**cul de ferrailage :**

➤ **ELU :**

L'enrobage :  $c = 3 \text{ cm}$

$$d = h - c = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

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

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

✓ **Les armatures longitudinales :**

**Tableau III.10 : Armatures longitudinales.**

M <sub>u</sub> (KN. m)	μ	α	β	A <sub>cal</sub>
------------------------	---	---	---	------------------

<b>Travée</b>	<b>90.18</b>	<b>0.036</b>	<b>0.046</b>	<b>0.817</b>	<b>7.03</b>
<b>Appui</b>	<b>31.83</b>	<b>0.013</b>	<b>0.016</b>	<b>0.936</b>	<b>2.16</b>

➤ **ELS :**

- ✓ La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- ✓ Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

*Tableau III.11: Vérification de contrainte.*

	$M_U(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	Condition
<b>Travée</b>	<b>79.89</b>	<b>53.64</b>	<b>1.378</b>	<b>0.046</b>	<b>0.436</b>	<b>CV</b>
<b>Appui</b>	<b>26.08</b>	<b>18.93</b>	<b>1.378</b>	<b>0.016</b>	<b>0.436</b>	<b>CV</b>

✓ **Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2)**

$$A_{min} \geq 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimale : BAEL91 (B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 1.20 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimale : RPA99V2003**

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 b. h = 6.00 \text{ cm}^2$$

*Tableau III.12: Armatures longitudinale maximale.*

	$A_{cal}$	$A_{min}$	$A'_{min}$	$A_{min}^{RPA}$	$A_{max}$
<b>Travée</b>	<b>7.03</b>	<b>1.34</b>	<b>1.20</b>	<b>6.00</b>	<b>7.65</b>
<b>Appui</b>	<b>2.16</b>	<b>1.34</b>	<b>1.20</b>	<b>6.00</b>	<b>6.00</b>

**Choix des armatures :**

En travée :  $A = 7.03 \text{ cm}^2$  soit : 3HA14+3HA12= 8.01  $\text{cm}^2$

En appui :  $A = 6.00 \text{ cm}^2$  soit : 6HA12= 6.78 $\text{cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL91 (A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{82790}{300 \times 370} = 0.75 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **Armatures Transversales : RPA99V2003 (7.5.2.2)**

$$A_t = 0.003S_b$$

✓ Dans la zone nodale :

$$S = \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \text{Min}(10\text{cm}; 14.4\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2.$$

On adopte  $4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

✓ Dans la zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S = 15 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

On adopte :  $4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

#### Calcul de la poutre a la torsion :

La torsion de la poutre paliere est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$T_u = M_a (\text{Escalier}) = 11.04 \text{ KN.m.}$$

Le moment de torsion maximale :

$$M_{\text{tor}} = M_{\text{app}} \times \frac{L}{2} = 7.09 \times \frac{4.20}{2} = 14.89 \text{ KN.m}$$

#### Vérification du béton :

✓ **Contrainte tangente due à l'effort tranchant :BAEL91 (A.5.4.21)**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt"est égale aux (1/6) du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans lecontourexterieur de la section.

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

$T_u$  : moment de torsion ( $T_u = 11040\text{N.m}$ )

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5\text{cm}$$

$\Omega$  : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{7.09}{2 \times 875 \times 5} = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq (\bar{\tau}_{\text{ultim}})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = (0.75)^2 + (0.84)^2 = 1.20$$

$$(\bar{\tau}_{\text{ultim}})^2 = (2.5)^2 = 6.25$$

$$1.20 \leq 6.25 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **Les armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

$$U = 2[(b - b_t) + (h - b_t)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm.}$$

$$A_1 = \frac{120 \times 14890}{2 \times 875 \times 348} = 2.93 \text{ cm}^2.$$

Tableau III.13: Armatures longitudinale adopte.

	Flexion	Torsion	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	7.65	2.93	3HA14 + 3HA12 = 8.01
Appuis	6.00	2.93	6HA12 = 6.78

➤ Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{14.89 \times 10^5}{2 \times 875 \times 10^2 \times 348} = 0.02 \text{ cm}$$

A<sub>t</sub> : Section d'armature transversale.

S<sub>t</sub> : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm.

Soit : A<sub>t</sub> = 3∅ 8 = 1,51 cm<sup>2</sup>.

On prend les armatures transversales Calcul à la flexion.

✚ Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{420} = 0.095 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{40}{420} = 0.095 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{8.01}{30 \times 37} = 0.0072 \leq 0.01 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

8) Ferrailage de la poutre palière :

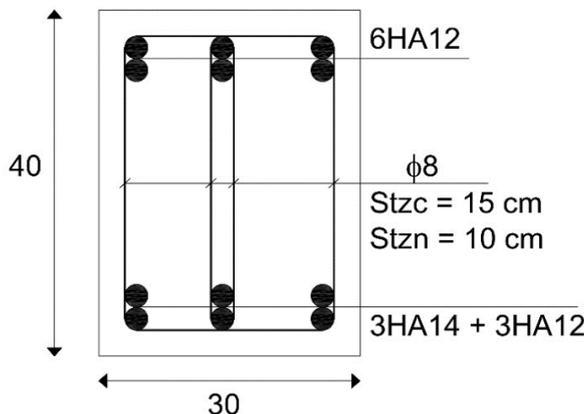


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.1.4 Conclusion :

Dans ce chapitre ; il a été question de calculé les éléments secondaires ne participant pas directement au contreventement de la structure. Ainsi ; étudiées et ferrillées d'escalier à été étudié à la flexion simple, et l'acrotère a été étudié à la flexion composée, un ferrillage adéquat a été adopté.

### III.2. Etude des planchers

#### III.2.1 Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation statique ou dynamiques.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de façon complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol.

#### III.2.2. Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers, Les planchers sont des aires horizontales qui servent limitant les étages, ils ont une épaisseur

faible par rapport à leur dimension en plan.

**Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (20+4 =24 cm)**

**Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression.**

$$0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.6 h_t \longrightarrow 7.2 \leq b_0 \leq 14.4 \longrightarrow \text{soit } b_0=12\text{cm}$$

$$L_0 = 65-10=55\text{cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L_{\max}}{10}\right)$$

$$b_1 = \min\left(\frac{55}{2}, \frac{540}{10}\right) = \min(27.5, 54) = 27.5\text{cm}$$

**Donc soit :  $b_1=27.5\text{cm}$**

**La largeur de la table de compression est égale à :  $b=b_0+2 b_1$**

$$b=10+2 \times 27.5 \longrightarrow b=65\text{cm}$$

#### III.2.3. Les types des poutrelles :

Dans notre projet, on trouve 4 types des poutrelles sont :

niveau	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	b (m)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q)×b	ELS (KN/m) (G+Q) ×b
<b>Terrasse inaccessible</b>	5.56	1.00	0.65	5.85	4.26

Étage courant	5.25	1.50	0.65	6.07	4.39
---------------	------	------	------	------	------

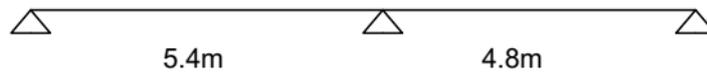
Tableau III.14. Charges supporté par Les poutrelles.

### III.3. Détermination des efforts internes :

Nous avons (4) types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes par la méthode des trois moments.

#### III.3.1 Poutrelle type (1) :

##### a) Poutrelle étage courante à l'ELU :



##### ➤ Sur appui :

$$b_i \cdot M_{i-1} + (a_{i+1} + c_i)M_i + b_{i+1} \cdot M_{i+1} = W_i'' - W_{i+1}'$$

Avec

EI : constante. (I : Inertie, E : Module de Young.)

$$a_i = c_i = 2b_i = \frac{l_i}{3EI}$$

$$W_i' = -W_i'' = \frac{Pl_i^3}{24EI}$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

Pour  $i=1$

$$b_1 \cdot M_0 + (a_2 + c_1)M_1 + b_2 \cdot M_2 = W_1'' - W_2'$$

$$\frac{l_2 + l_1}{3EI} M_1 = -P_u \cdot l_1^3 - P_u \cdot \frac{l_2^3}{24EI}$$

$$\frac{4.8 + 5.4}{3} M_1 = -\frac{5.85(4.8^3 + 5.4^3)}{24} = -52.254$$

$$\longrightarrow M_1 = -65.38221 \times \frac{3}{10.2} = -19.23 \text{ KN.m}$$

##### ➤ En travée :

$$M_i = \mu_i(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_i \left(\frac{x}{l_i}\right)$$

Avec :

$$\mu_i(x) = -\frac{P_u x^2}{2} + \frac{P_u l_i}{2}$$

##### • Pour la première travée :

$$\mu_1(x) = -\frac{5.85}{2} x^2 + \frac{5.85 \times 5.4}{2} x$$

$$M(x) = -\frac{5.85}{2} x^2 + \frac{5.85 \times 5.4}{2} x + \frac{(-19.23)x}{5.4}$$

$$M(x) = -\frac{5.85}{2}x^2 + \left(5.85 \times \frac{5.4}{2} - \frac{19.23}{5.4}\right)x$$

$$T(x) = \frac{\partial M(x)}{\partial x} = -5.85x + 12,24$$

$$M_{\max} \quad T(x)=0 \quad \longrightarrow$$

$$x = \frac{12,24}{5.85} = 2.09\text{m}$$

$$M(x) = -\frac{5.85}{2}(2.09)^2 + \frac{5.85 \times 5.4}{2}(2.09) + \frac{(-19.23)(2.09)}{5.4}$$

$$M_{\max}=M(2.09)=17.24\text{KN.m}$$

$$T(0) = -5.85(0) + 12.24 = 12.24\text{KN}$$

$$T(5,3) = -5.85(5,4) + 12.24 = -19.37\text{KN}$$

• Pour la deuxième travée :

$$\mu_1(x) = -\frac{5.85}{2}x^2 + \frac{5.85 \times 4.8}{2}x$$

$$M(x) = -\frac{5.85}{2}x^2 + \frac{5.85 \times 4.8}{2}x + \frac{(-19.23)(1-x)}{4.8}$$

$$M(x) = -\frac{5.85}{2}x^2 + \left(5.85 \times \frac{4.8}{2} + \frac{19.23}{4.8}\right)x - \frac{19.23}{4.8}$$

$$T(x) = \frac{\partial M(x)}{\partial x} = -5.85x + 18.06$$

$$M_{\max} \quad \longrightarrow \quad T(x)=0$$

$$x = \frac{18.06}{5.85} = 3.08\text{m}$$

$$M(x) = -\frac{5.85}{2}(3.08)^2 + \frac{5.85 \times 4.8}{2}(3.08) + (-19.23)\left(1 - \frac{3.08}{4.8}\right)$$

$$M_{\max}=M(3.08)=8.61\text{KN.m}$$

$$T(0) = -5.85(0) + 18.06 = 18.06\text{KN}$$

$$T(2,7) = -5.85(3.08) + 18.06 = -10.04\text{KN}$$

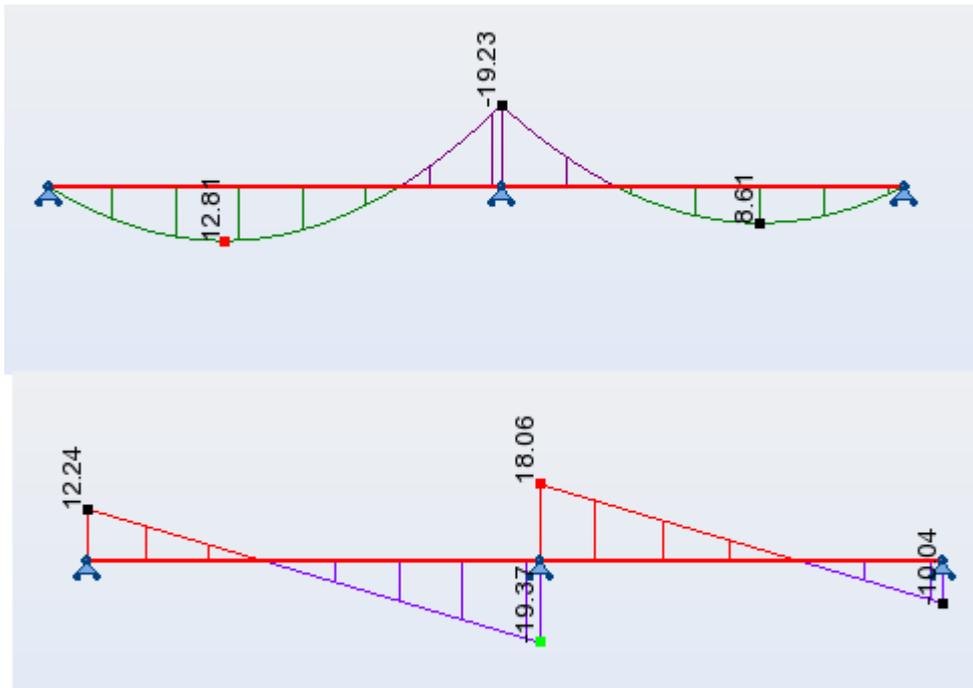


Figure III.13 :Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage terrasse type(1)

à l'ELU Nous faisons le même calcul pour la poutrelle des plancher terrasse et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

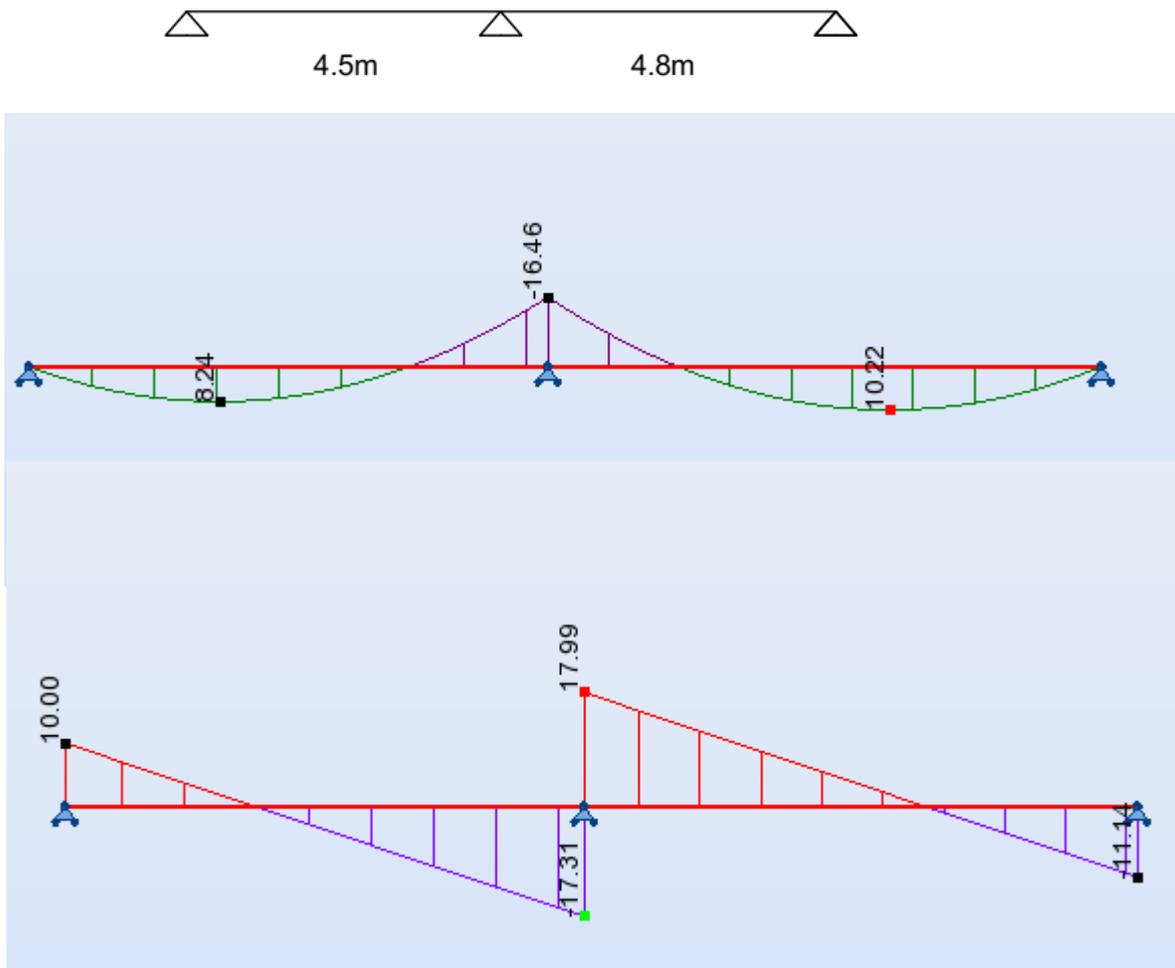
Moments (KN.m)		PLANCHER ETAGE		PLANCHER TERRASSE	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Sur appui	M <sub>0</sub>	0	0	0	0
	M <sub>1</sub>	19.94	14.41	19.23	14.01
	M <sub>2</sub>	0	0	0	0
En travée	M <sub>t1</sub>	13.28	9.6	12.81	9.33
	M <sub>t2</sub>	8.93	6.46	8.61	6.27

Tableau III.15. Moments pour les poutrelles type (1).

Effort tranchant(KN)		PLANCHER ETAGE		PLANCHER TERRASSE	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Travée 1	0	12.70	9.18	12.24	8.92
	5,4 m	-20.08	-14.52	-19.37	- 14.11
Travée 2	0	18.72	13.53	18.06	13.15
	4,8 m	-10.41	-8.46	-10.04	-7.32

Tableau III.16. Efforts tranchants dans les poutrelles type (1).

Poutrelle type (2) :



Nous faisons le même calcul pour la poutrelle des plancher courant et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Moments pour les poutrelles type (2).

Moments (KN.m)		PLANCHER ETAGE		PLANCHER TERRASSE	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Sur appui	M <sub>0</sub>	0	0	0	0
	M <sub>1</sub>	16.46	11.90	15.87	11.56
	M <sub>2</sub>	0	0	0	0
En travée	M <sub>t1</sub>	8.24	5.95	7.94	5.79
	M <sub>t2</sub>	10.22	7.39	9.86	7.18

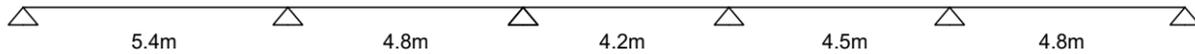
Tableau III.18. Efforts tranchants dans les poutrelles type (2).

Effort tranchant(KN)	PLANCHER ETAGE		PLANCHER TERRASSE	
	ELU	ELS	ELU	ELS

### Chapitre III:Etudes

Travée 1	0	10.00	7.23	9.64	7.02
	4,5 m	-17.31	-12.52	-16.70	- 12.16
Travée 2	0	17.99	13.01	17.36	12.64
	4,8 m	-11.14	-8.05	-10.74	-7.83

#### Poutrelle type (3) :



#### a) Poutrelle étage courante à l'ELU :

Par la même méthode, on trouve les résultats suivants :

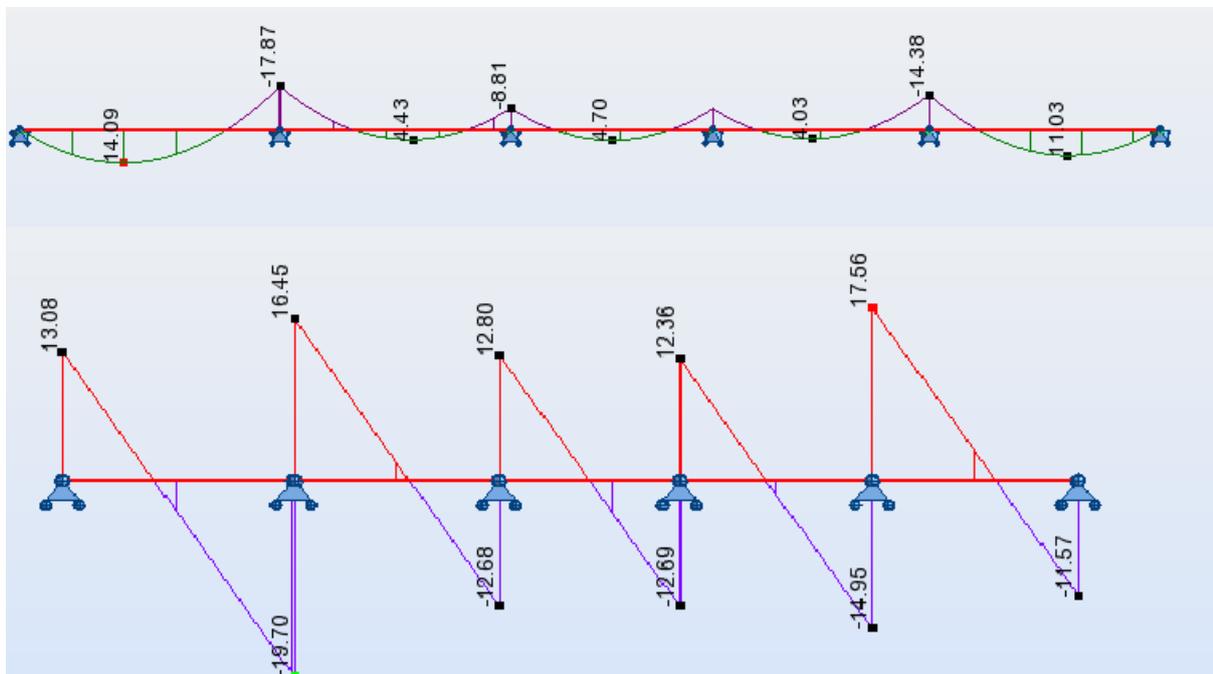


Figure III.15. Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage courants type(3) à l'ELU

Tableau III.19. Moments pour les poutrelles type (3).

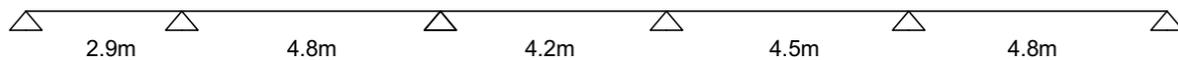
Moments (KN.m)		PLANCHER ETAGE		PLANCHER TERRASSE	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Sur appui	M <sub>0</sub>	0	0	0	0
	M <sub>1</sub>	-17.87	-12.92	-17.23	-12.55
	M <sub>2</sub>	-8.81	-6.37	-8.49	-6.19
	M <sub>3</sub>	-8.56	6.19	-8.26	-6.01
	M <sub>4</sub>	-14.38	10.40	-13.87	-10.11
	M <sub>5</sub>	0	0	0	0

<b>En travée</b>	<b>M<sub>t1</sub></b>	14.09	10.19	13.59	9.90
	<b>M<sub>t2</sub></b>	4.43	3.21	4.28	3.12
	<b>M<sub>t3</sub></b>	4.70	3.4	4.53	3.30
	<b>M<sub>t4</sub></b>	3.95	2.91	3.88	2.83
	<b>M<sub>t5</sub></b>	11.03	7.97	10.64	7.75

*Tableau III.20. Efforts tranchants dans les poutrelles type (3).*

Effort tranchant(KN)		PLANCHER ETAGE		PLANCHER TERRASSE	
		ELU	ELS	ELU	ELS
<b>Travée 1</b>	<b>0.0</b>	13.08	9.45	12.61	9.19
	<b>5.40</b>	-19.70	-14.24	-19.00	-13.84
<b>Travée 2</b>	<b>0.00</b>	16.45	11.89	15.87	11.56
	<b>4.8</b>	-12.68	-9.17	-12.23	-8.91
<b>Travée 3</b>	<b>0.00</b>	12.80	9.26	12.35	9.00
	<b>4.20</b>	-12.69	-9.17	-12.24	-8.91
<b>Travée 4</b>	<b>0.00</b>	12.36	8.94	11.92	8.68
	<b>4.5</b>	-14.95	-10.81	-14.42	-10.50
<b>Travée 5</b>	<b>0.00</b>	17.56	12.70	16.94	12.34
	<b>4.8</b>	-11.57	-8.36	-11.16	-8.13

**Poutrelle type (4) :**



**a) Poutrelle étage courante à l'ELU :**

Par la même méthode, on trouve les résultats suivants :

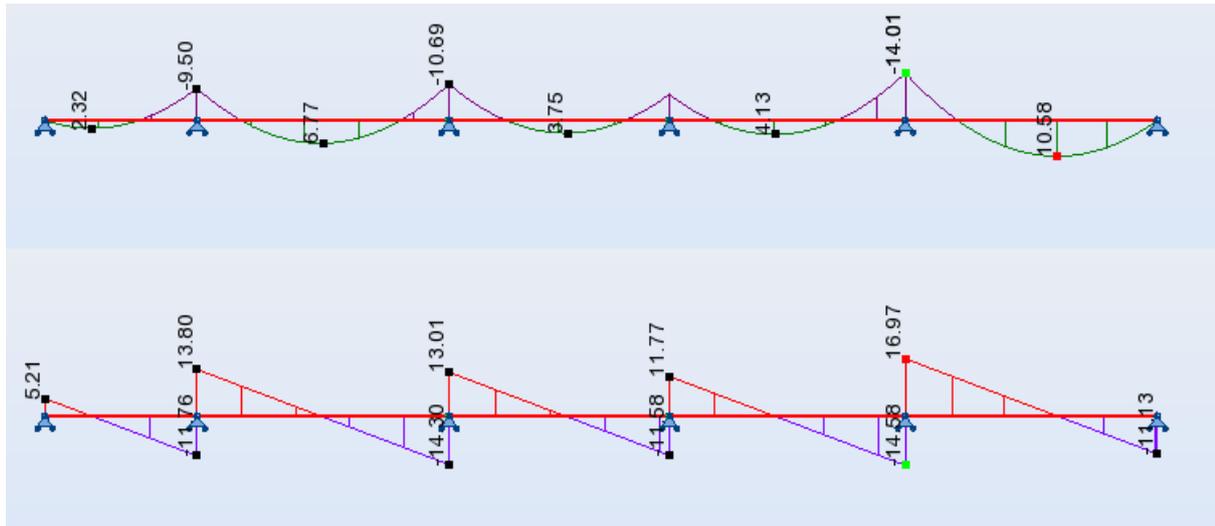


Figure III.16. Les diagrammes des moments et efforts tranchants pour poutrelle étage terrasse type(4) à l'ELU

Tableau III.21. Moments pour les poutrelles type (4).

Moments (KN.m)		PLANCHER ETAGE		PLANCHER TERRASSE	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Sur appui	M <sub>0</sub>	0.0	-0.00	0.0	0.0
	M <sub>1</sub>	-9.85	-7.12	-9.50	-6.92
	M <sub>2</sub>	-11.08	-8.01	-10.69	-7.79
	M <sub>3</sub>	-7.98	-5.77	-7.69	-5.60
	M <sub>4</sub>	-14.53	-10.50	-14.01	-10.21
	M <sub>5</sub>	-0.00	-0.00	0.0	0.00
En travée	M <sub>t1</sub>	2.41	1.74	2.32	1.69
	M <sub>t2</sub>	7.02	5.07	6.77	4.93
	M <sub>t3</sub>	3.9	2.82	3.72	2.74
	M <sub>t4</sub>	4.29	3.1	4.13	3.01
	M <sub>t5</sub>	10.97	7.93	10.58	7.71

Tableau III.22. Efforts tranchants dans les poutrelles type (4).

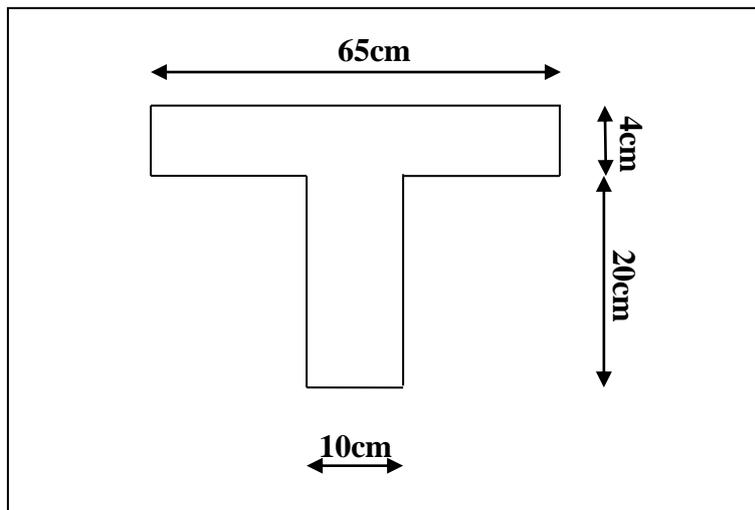
Effort tranchant(KN)		PLANCHER ETAGE		PLANCHER TERRASSE	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Travée 1	0.0	5.41	3.91	5.21	3.80
	2.9	-12.20	-8.82	-11.76	-8.57
Travée 2	0.00	14.31	10.34	13.80	10.05
	4.8	-14.82	-10.72	-14.30	-10.41

Travée 3	0.00	13.49	9.75	13.01	9.47
	4.20	-12.01	-8.68	-11.58	-8.43
Travée 4	0.00	12.20	8.82	11.77	8.57
	4.5	-15.11	-10.92	-14.58	-10.62
Travée 5	0.00	17.59	12.72	16.97	12.36
	4.6	-11.54	-8.34	-11.13	-8.11

**III.4. Calcul des ferrillages :**

**b = 65cm; b<sub>0</sub> = 12cm**

**h = 24cm; h<sub>0</sub> = 4cm**



*Figure III.17.Schéma des poutrelles.*

**III.4.1. L'enrobage :**

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$C_0 = 1cm$  (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91 Article A.7.1)

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{24}{10} = 2,4 \text{ cm (BAEL91 Article A.7.2.1)}$$

$$C \geq 1 + \frac{2,4}{2} = 2,2 \text{ cm}$$

*Donc on adopte : C = 2,5cm*

$$d = h - c = 24 - 2,5 = 21,5cm$$

*Tableau III.23. Les sollicitations dans les poutrelles.*

	M max (appui) (KN.m)	Mmax (travée) (KN.m)	Tmax (KN)
E.L.U	19,94	14.08	22,97

E.L.S	14,41	10.18	16,46
-------	-------	-------	-------

**III.4.2. Les armatures longitudinales :**

➤ **ELU :**

• **En travée :**

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$M_0 = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.16 \times 65 \times 4 \times \left( 21,5 - \frac{4}{2} \right) = 86\,190 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 18\,200 \text{ N.m} < M_0 = 86\,190 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b=65\text{cm}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14080}{14.16 \times 65 \times 21,5^2} = 0,0331 < \mu_1 = 0,392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0331}) = 0,0421$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 21,5(1 - 0,4 \times 0,0421) = 21,14$$

$$A_{tu} = \frac{M_A}{Z_u \times \sigma_{st}} = \frac{14080}{21,14 \times 348} = 1,91 \text{ cm}^2$$

• **Sur appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0=12 \text{ cm}$ .

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19940}{14.16 \times 10 \times 21,5^2} = 0,305 < \mu_1 = 0,392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,305}) = 0,469$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 21,5(1 - 0,4 \times 0,469) = 17,47$$

$$A_{au} = \frac{M_A}{Z_u \times \sigma_{st}} = \frac{19595}{17,47 \times 348} = 3,28 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

D'après le BAEL91

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :  $\alpha \leq \bar{\alpha}$

**Avec :**

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	A (cm <sup>2</sup> )	M <sub>u</sub> (KN.m)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	γ	f <sub>c28</sub>	$\bar{\alpha}$	Condition
en travée	1.91	14.08	10.18	1.383	25	0,442	vérifiée
sur appuis	3.28	19,94	14,41	1.384	25	0,442	vérifiée

**III.4.3. Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2,1)**

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

En travée:  $A_{t min} \geq 0.23 \times 65 \times 21,5 \times \frac{2,1}{400} = 1.69\text{cm}^2$

Sur appuis:  $A_{a min} \geq 0.23 \times 10 \times 21,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,260\text{cm}^2$

**III.4.4. Pourcentage minimal: BAEL91 (Article B.6.4)**

$$A'_{min} \geq 0,001. b. h$$

En travée:  $A'_{t min} \geq 0,001 \times 65 \times 24 = 1,56\text{cm}^2$

Sur appuis:  $A'_{a min} \geq 0,001 \times 12 \times 24 = 0,288\text{cm}^2$

**III.4.5. Tableau Récapitulatif :**

$$A = \max (A_{cal}; A_{min}; A'_{min})$$

Eléments	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	1.91	1,69	1,56	2,744	3HA12=3,39
Appuis	3.28	0,260	0,288	2,97	3HA12 =3.39

**III.4.6. Diamètre minimal :BAEL91 (Article A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{240}{35}; 12; \frac{120}{10} \right) = \min(6,86; 12; 12)$$

Soit  $\phi_t = 8\text{mm}$  FeE235 ... .. BAEL91(Article A. 6. 1, 252)

$$A_t = 2\phi_8 = 1,01\text{cm}^2$$

**III.4.7. Espacement des cadres St : BAEL91 (Article A.5.1, 22)**

$$S_{t1} \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = \min (19.35; 40) \text{ cm} \longrightarrow S_{t1} = 19.35\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0.4 \times b_0 = 1.01 \times 235 / 0.4 \times 12 = 49,45\text{cm}$$

$$S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2})$$

$$S_t \leq \min (19.35 ; 49.45) \rightarrow S_t = 19.35\text{cm}$$

Alors en prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 20 cm avec un premier

espacement auprès de l'appui de 10 cm.

**III.4.8. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (Article A.5.1)**

La contrainte tangente :  $\tau_u = T_u / (b_0 \times d)$ .....BAEL91 (Article A.5.1, 1)

$T_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

$b_0$  : Désigne la largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$T_u = 20080 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{20080}{100 \times 215} = 0,933 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3.3 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.3 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,933 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$  ..... condition vérifiée.

**III.4.9. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (Article A.5.1, 31)**

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum  $a = 0.9.d = 19.35 \text{ cm}$ .

$$T_u = 2080 \text{ N}$$

$T_u = 20080 \text{ N} \leq 0.267 \times 193.5 \times 100 \times 25 = 129\ 161.25 \text{ N}$ . .....condition vérifiée.

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A_{\text{adopt}} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 = 314 \text{ mm}^2$$

$$A = 314 \text{ mm}^2 \geq 1.15 \times \frac{20080}{400} = 57.73 \text{ mm}^2$$
 ..... condition vérifiée

**III.4.10. Vérification de la flèche : BAEL91 (Article B.6.8, 424)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{24}{540} = 0.044 > 0.0625$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{24}{540} = 0.044 > 0.014$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.20}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{65 \times 21.5} = 0.0024 < 0.0105$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

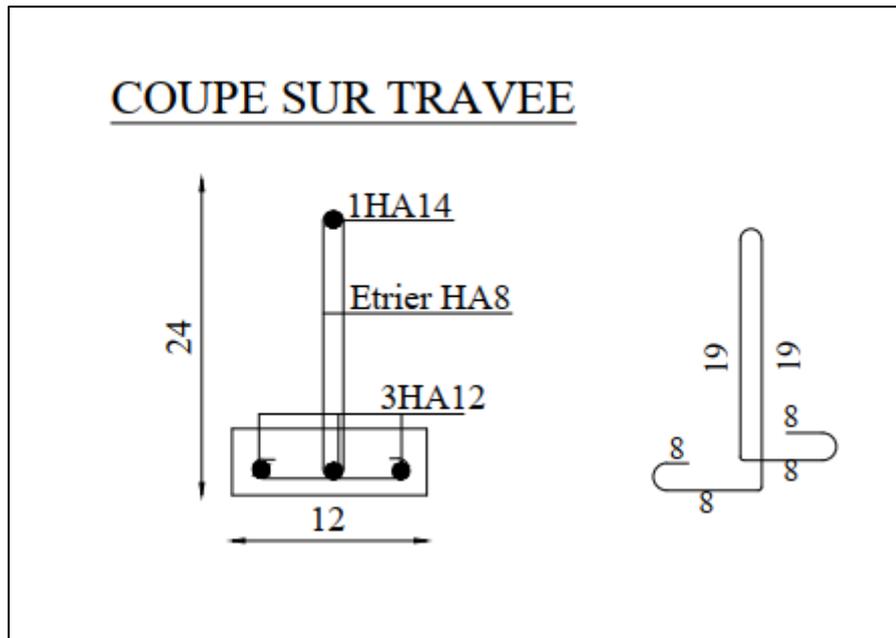


Figure III.18. Schéma de ferrailage des poutrelles sur travée.

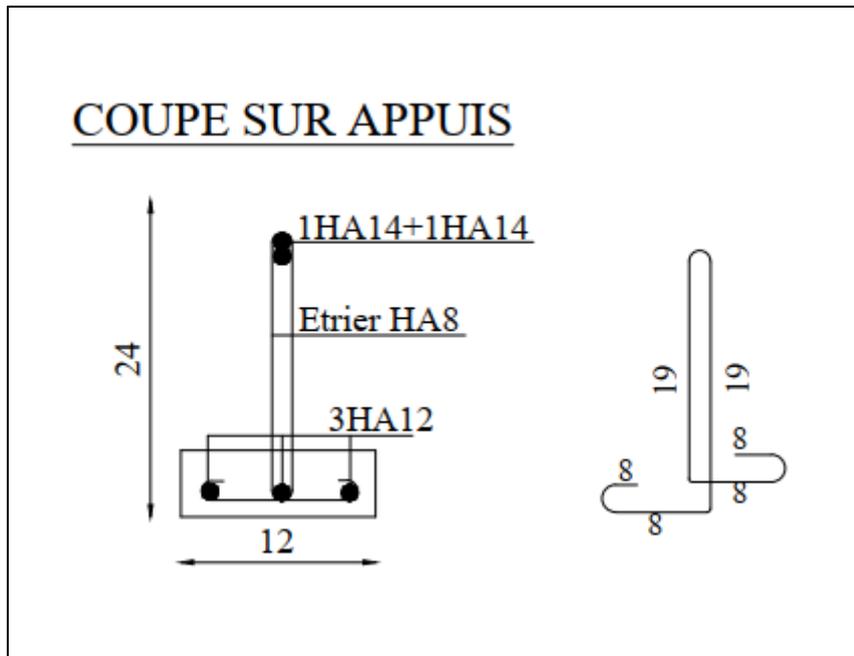


Figure 10 Schéma de ferrailage des poutrelles sur appuis.

**III.4.11. La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (Article B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE 235 →  $f_e = 500$  MPa.

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :  $L_n = 65$ cm

### Chapitre III:Etudes

$$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65\text{cm}^2 \quad \text{soit: } 5\phi 5 = 0.98\text{cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

n : nombres des barres.

Soit:  $S_t = 20\text{cm}$

**Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

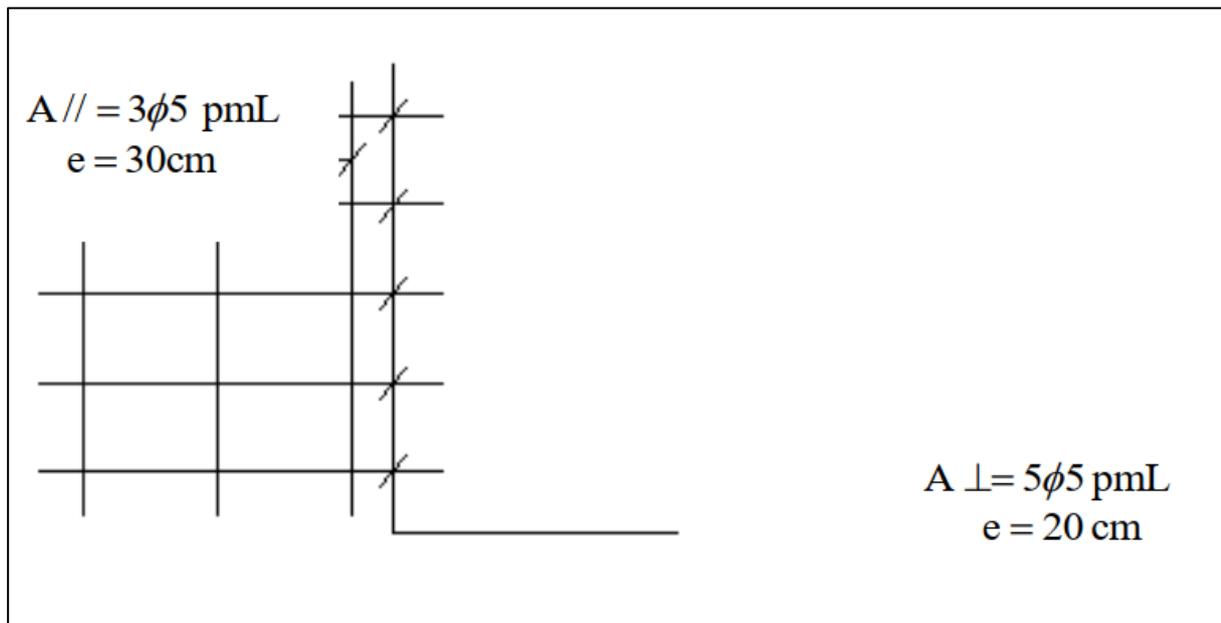
On adopt  $3\phi 5 = 0,59 \text{ cm}^2$ .

**Espacement:**

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

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

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension  $(20 \times 30) \text{ cm}^2$ .



*Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la dalle mince.*

**Remarque :**

Pour justifier mon choix du plancher à corps creux susceptible d'être déformable sous l'effet des déformations excessives pour les étages supérieurs et pour parer aux déformations éventuelles entre portiques de rive et le plancher à corps creux on a les dispositions de ferrailage suivant :

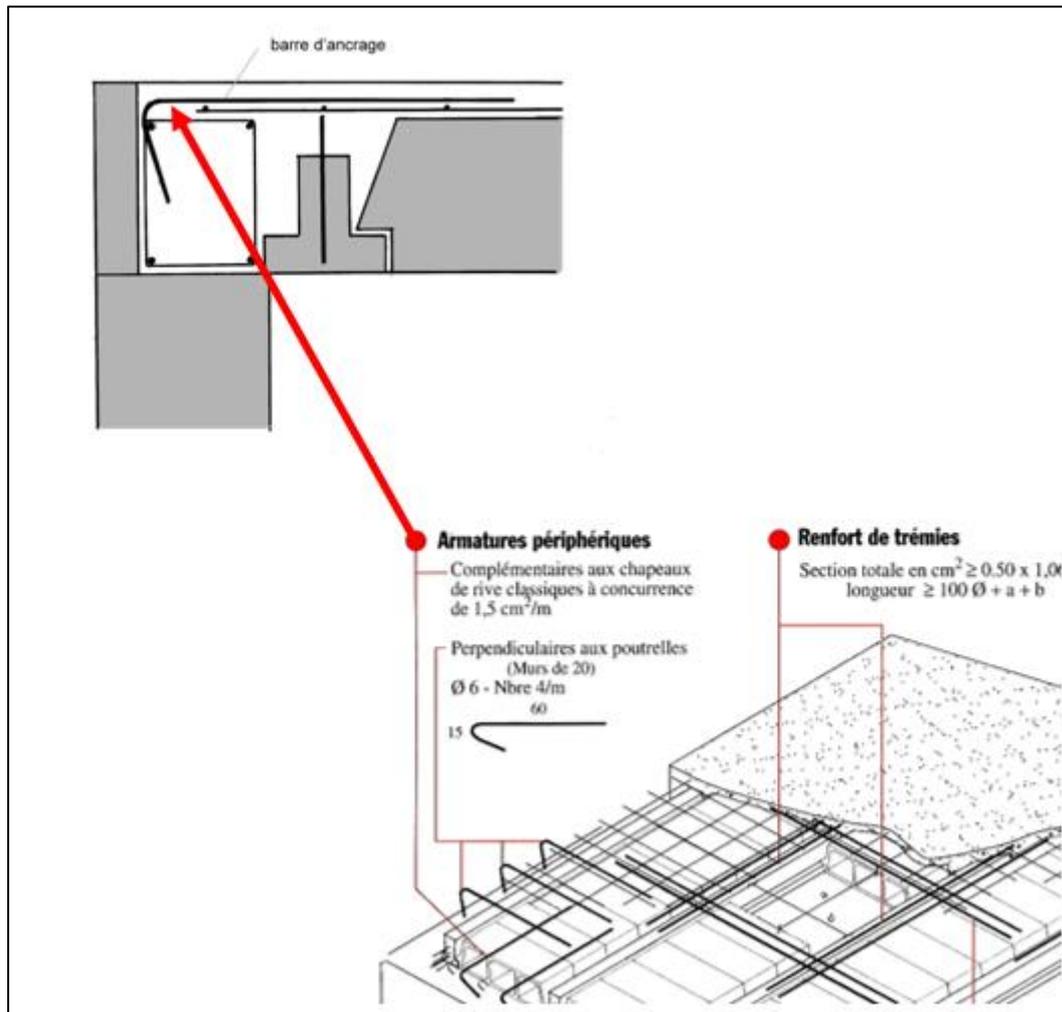


Figure III.21 : Ancrage du diaphragme, sens non porteur (Continuité du diaphragme)

# **Chapitre IV:**

## **Etude dynamique**

### ChapitreIV:Etudedynamique

#### IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre. Les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir. Il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, Afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, D'où l'apparition de la construction parasismique, Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

#### IV.2. Objectifs 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.3. Méthode de Calcul :

Selon le Règles Parasismiques Algériennes 99Version 2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

##### ✚ Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode 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.

##### ✚ Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode. Il est recherché pour chaque mode de vibration. Le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

##### ✚ Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié. Ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

#### IV.4. Détermination de centre de gravité de masse et de torsion dans chaque étage :

**✚ Centre de gravité de masse :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de la masse de chaque élément de la structure (acrotère, plancher, poteaux, poutres, voiles...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité de masse et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

**✚ Centre de gravité de rigidité :**

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après avec :

$$X_C = \frac{\sum I_{jy} \times X_j}{\sum I_{jy}}$$

$$Y_C = \frac{\sum I_{jx} \times Y_j}{\sum I_{jx}}$$

**✚ L'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité de la masse et le centre de Torsion. Donnée par les formules suivantes :

$$e_x = |X_G - X_C|$$

$$e_y = |Y_G - Y_C|$$

*Tableaux IV.1 : Caractéristiques massique.*

Plancher	W <sub>étage</sub> (KN)	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>C</sub> (m)	Y <sub>C</sub> (m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
1	37404.21	12.19	8.39	12.46	8.00	0.27	0.39
2	37404.21	12.19	8.39	12.46	8.00	0.27	0.39
3	37404.21	12.19	8.39	12.46	8.00	0.27	0.39
4	37404.21	12.19	8.39	12.46	8.00	0.27	0.39
5	37404.21	12.19	8.39	12.46	8.00	0.27	0.39
6	37404.21	12.19	8.39	12.46	8.00	0.27	0.39
7	37404.21	12.19	8.39	12.46	8.00	0.27	0.39
8	37404.21	12.19	8.39	12.46	8.00	0.27	0.39
9	37404.21	12.19	8.39	12.46	8.00	0.27	0.39
10	37404.21	12.19	8.39	12.46	8.00	0.27	0.39
<b>Somme</b>	374042.10						

**IV.5. L'excentricité accidentelle : RPA99V2003 (4.3.7)**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée. Une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 0.05 L, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action

sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$\text{Sens X : } e_{\text{accx}} = 0.05 \times 23.70 = 1.18 \text{ m} \rightarrow e_{\text{maxx}} = 0.27 \text{ m} < e_{\text{accx}} \dots \dots \text{CV}$$

$$\text{Sens Y : } e_{\text{accy}} = 0.05 \times 16.00 = 0.80 \text{ m} \rightarrow e_{\text{maxy}} = 0.39 \text{ m} < e_{\text{accy}} \dots \dots \text{CV}$$

### IV.6. Calcul des actions sismiques :

#### ✚ Modélisation :

- Pour les structures irrégulières en plan. Sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides. Elles sont représentées par un modèle tridimensionnel. Encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses.

#### ✚ Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel ROBOT Structural Analyses Professional.

Le système Robot est un logiciel CAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

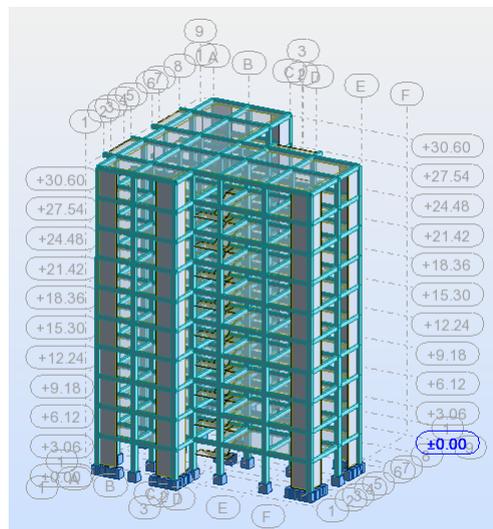


Figure IV.1 : La modélisation de la structure sur le Robot.

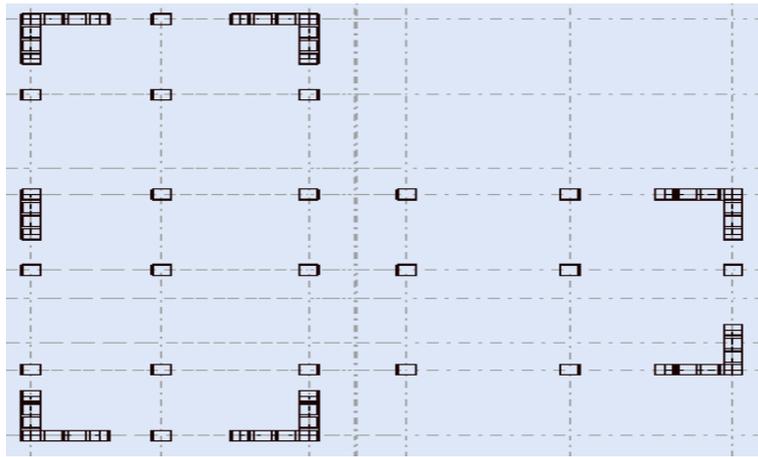


Figure IV.2. : Disposition des voiles.

✚ La méthode statique équivalente :

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$V$  : Effort tranchant à la base.

$A$  : Coefficient d'accélération de zone donne par le RAP99V2003 (tableau4.1).

Pour notre structure on a le zone II.a groupe d'usage 2  $\rightarrow A= 0.15$ .

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T_2)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$T_1$ .  $T_2$  : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99V 2003.

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) :

La valeur de la période fondamentale correspond à la plus petite valeur Obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99V2003.

$$T = \begin{cases} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 h_N / \sqrt{d} \end{cases}$$

$h_N$  : Hauteur mesuré en mètres à partir de la basse du structure jusqu'au dernier niveau (N).

$\rightarrow h_N = 30.60 \text{ m}$

$C_T$  : Coefficient.Fonction du système de contreventement.Et du type de remplissage etdonné par le tableau (4.6).

$\rightarrow C_T = 0.050$

d : La dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\rightarrow d_x = 23.70 \text{ m}$$

$$\rightarrow d_y = 16.00 \text{ m}$$

Donc :

$$T = 0.050 \times 30.60^{\frac{3}{4}} = 0.65 \text{ s} \rightarrow T_2 = 0.50 \text{ s} \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.88 > 0.7$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.88 \times (0.50/0.65)^{\frac{2}{3}} = 1.85$$

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_1^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

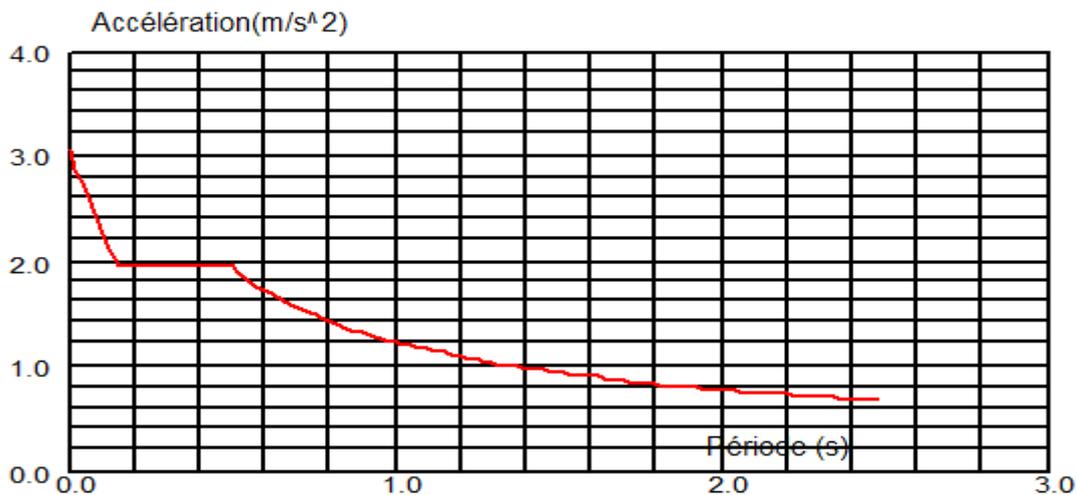
$\beta = 0.20$ .RPA99V2003 (tableau 4.5)

$$\rightarrow W = 374042.10 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow V = 24911.20 \text{ KN.}$$

**✚ Détermination des paramètres du spectre de réponse :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :



**Figure IV.3 : Spectre de réponse.**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

$T_1, T_2$  : Période caractéristique. Associée à la catégorie du site.

$T_1 = 0.15$  s. **RPA99V2003 (tableau 4.7)**

$T_2 = 0.50$  s. **RPA99V2003 (tableau 4.7)**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement. (Quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique de la structure.

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.88 > 0.7$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

La structure étudiée est classée dans la zone III et de groupe (2). Donc :

$A = 0.25$ . **RPA99V2003 (tableau 4-1)**

$R$  : Coefficient donné en fonction du système de contreventement.

Système de contreventement est : Mixte.

Donc :

$R = 3.5$  **RPA99V2003 (tableau 4-3)**

$Q$  : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$P_q$  : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  est satisfait ou non.

$\sum_1^6 P_q = 0.20$ . **RPA99V2003 (tableau 4-4)**

$\rightarrow Q = 1.20$

#### IV.7. Nombre de modes à considérer: **RPA99V2003 (4.3.4)**

- ✚ Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales. Le nombre de Vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :
  - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
  - Ou que les modes ayant une masse modal effective supérieure a5% De la masse totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.
  - Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.
- ✚ Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion. Le nombre minimal de modes (K) à doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k < 0.20 \text{ s}$$

### IV.8. Combinaisons des réponses modales :

Les réponses de deux modes de vibration de vibration i et j de périodes  $T_i$ ,  $T_j$  d'amortissement  $\xi_i$ ,  $\xi_j$  sont considérés comme indépendant si le rapport suivant :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \times \xi_j}}$$

Avec :  $T_i \leq T_j$

- ✚ Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres. La réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_1^K E_i^2}$$

- ✚ Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ;  $E_1$  et  $E_2$ . La réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(E_1 + E_2)^2 + \sum_3^K E_i^2}$$

Avec :

E : Effet de l'action sismique considéré.

$E_i$  : Valeur modale de E selon le mode « i ».

K : Nombre des modes retenus.

### IV.9. Comportement de structure :

*Tableaux IV.2 : Comportement de structure.*

Mode	Période (s)	U <sub>x</sub> cum %	U <sub>y</sub> cum %	U <sub>x</sub> %	U <sub>y</sub> %
<b>1</b>	<b>0.66</b>	0.02	68.97	<b>70.53</b>	0.78
<b>2</b>	0.59	69.24	69.02	1.03	<b>69.14</b>
<b>3</b>	0.41	70.17	69.48	0.60	1.37
<b>4</b>	0.16	70.47	86.82	13.84	0.06
<b>5</b>	0.15	87.28	87.21	0.06	14.83
<b>6</b>	0.10	87.76	87.28	0.08	0.32
<b>7</b>	0.08	87.76	87.28	5.79	0.01
<b>8</b>	0.08	<b>90.71</b>	87.32	0.01	5.68
<b>9</b>	0.08	91.58	87.40	0.11	0.01
<b>10</b>	0.08	91.86	<b>90.22</b>	0.55	0.03

➤ **Interprétation :**

Le 1<sup>er</sup> mode est un mode translation selon l'axe x.

Le 2<sup>eme</sup> mode est un mode translation selon l'axe y.

Le 3<sup>eme</sup> mode est un mode translation pure.

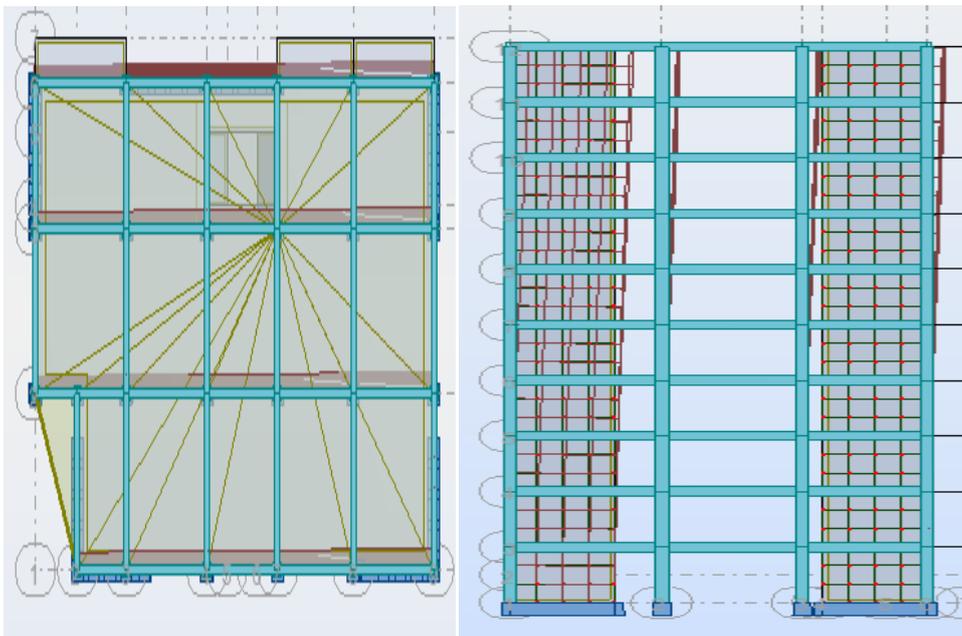


Figure IV.4. de mode 1

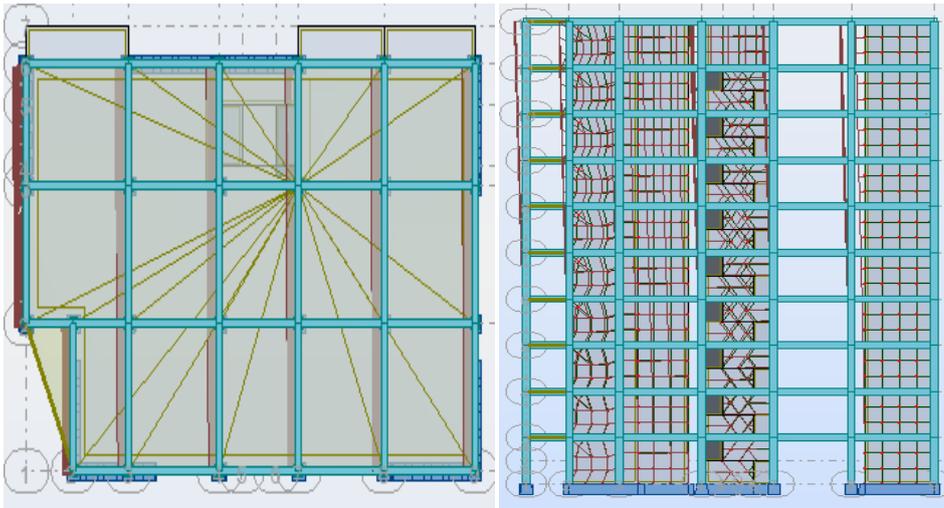


Figure IV.5. de mode 2

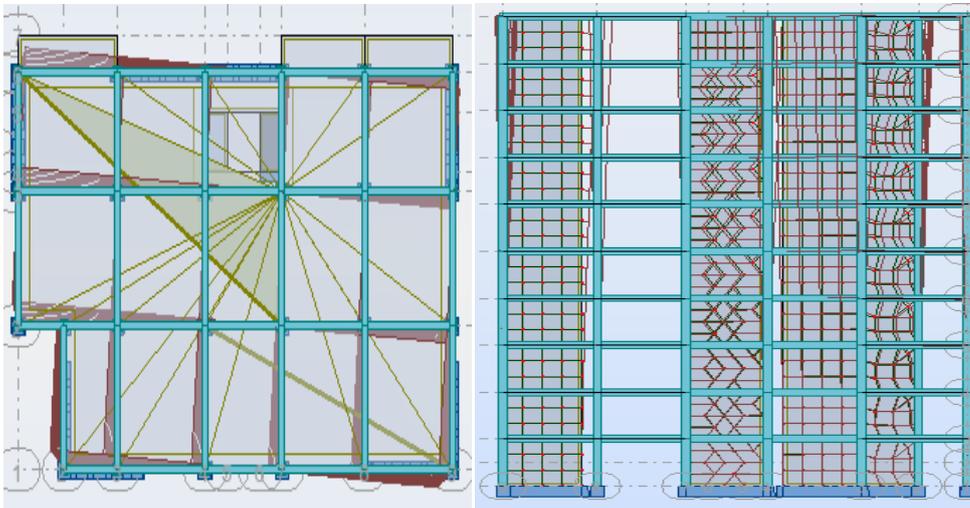


Figure IV.6. de mode 3

**IV.10. Résultante des forces sismiques de calcul par Robot :**

*Tableaux IV.3: Résultante des forces sismiques.*

Ex (KN)	Ey (KN)
16973.55	15894.16

✚ D'après leRPA99V2003 (4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modalesne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthodestatique équivalente Vpour une valeur de période fondamentale donnée par la formuleempirique appropriée.

*Tableaux IV.4 : Vérification de l'étude sismique.*

Sens	E (KN)	V (KN)	80%V (KN)	$E \geq 80\%V$
X	16973.55	24911.20	19928.96	CNV

## Chapitre IV: Etude dynamique

Y	15894.16	24911.20	19928.96	CNV
---	----------	----------	----------	-----

Si  $E < 0.8V$  il faudra augmenter tous les paramètres du répons (forces, déplacement, moments,...) dans le rapport  $0.8V/E$ .

### IV.11. Vérification de période fondamentale de la structure : RPA99V2003 (4.2.4)

Les valeurs de  $T$  calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

*Tableaux IV.5 : Vérification de période fondamentale de la structure.*

$T_{Robot}$ (s)	$T$ (s)	$1.30T$ (s)	$T_{Robot} \leq 1.30T$
0.66	0.65	0.85	CV

### IV.12. Justification d'interaction Portiques/Voiles : RPA99V2003 (3.4)

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les portiques doivent reprendre. Outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

#### ✚ Interaction verticale :

*Tableaux IV.6 : Justification d'interaction verticale portiques /voiles.*

Étage	$N_p$ (KN)	$N_v$ (KN)	$N_{total}$ (KN)	$N_v/N_{total}$ (%)	$N_v/N_{total} \leq 20\%$
RDC	35326.64	8015.38	43342.02	18.49	CV
1	31504.10	7186.87	38690.97	18.58	CV
2	27830.46	6453.43	34283.89	18.82	CV
3	24242.43	5682.98	29925.42	18.99	CV
4	20711.95	4888.33	25600.28	19.09	CV
5	17229.52	4072.72	21302.24	19.12	CV
6	13780.68	3243.16	17023.84	19.05	CV
7	10362.74	2400.18	12762.92	18.81	CV
8	6967.18	1547.62	8514.80	18.18	CV
9	3681.21	658.83	4340.05	15.18	CV

#### ✚ Interaction horizontale :

##### ➤ Suivant X :

*Tableaux IV.7 : Justification d'interaction portiques /voiles Suivant (x-x).*

Étage	$V_p$ (KN)	$V_v$ (KN)	$V_{total}$ (KN)	$V_p/V_{total}$ (%)	$V_p/V_{total} \geq 25\%$
RDC	835.0384	1927.21	2762.2484	30.23	CV

## Chapitre IV: Etude dynamique

1	724.3964	1951.57	2675.9664	27.07	CV
2	879.0796	1793.64	2672.7196	32.89	CV
3	954.5396	1635.08	2589.6196	36.86	CV
4	980.6468	1465.71	2446.3568	40.09	CV
5	970.5528	1276.75	2247.3028	43.19	CV
6	927.4916	1063.17	1990.6616	46.59	CV
7	863.1056	814.38	1677.4856	51.45	CV
8	756.5208	527.1	1283.6208	58.94	CV
9	811.4792	78.71	890.1892	91.16	CV

➤ **Suivant Y :**

**Tableaux IV.8 : Justification d'interaction portiques /voiles Suivant (y-y).**

Étage	Vp (KN)	Vv (KN)	Vtotal (KN)	Vp/Vtotal(%)	Vp/Vtotal≥25%
RDC	764.3608	1805.42	2569.7808	29.74	CV
1	710.2648	1805.21	2515.4748	28.24	CV
2	896.5628	1637.89	2534.4528	35.38	CV
3	995.6604	1473.34	2469.0004	40.33	CV
4	1041.1912	1301.74	2342.9312	44.44	CV
5	1043.014	1121.26	2164.274	48.19	CV
6	1009.008	925.66	1934.668	52.15	CV
7	951.4428	699.61	1651.0528	57.63	CV
8	841.1144	440.1	1281.2144	65.65	CV
9	970.298	21.65	991.948	97.82	CV

### IV.13. Vérifications Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. **RPA99V2003 (5.10)**

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$\delta_k$  : Déplacement horizontal du chaque niveau (K) de la structure.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .

R : Coefficient de comportement.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

✚ **Suivant X :**

**Tableaux IV.9 : Vérification la déformation dans chaque étage suivant X.**

Étage	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1%he (cm)	Vérification
RDC	0,2	0,2	0.2	3.06	CV
1	0,6	0,6	0.4	3.06	CV
2	1,1	1,1	0.5	3.06	CV
3	1,7	1,7	0.6	3.06	CV
4	2,3	2,3	0.6	3.06	CV
5	3,0	3,0	0.7	3.06	CV
6	3,6	3,6	0.6	3.06	CV
7	4,3	4,3	0.7	3.06	CV
8	4,9	4,9	0.6	3.06	CV
9	5,4	5,4	0.5	3.06	CV

✚ Suivant Y :

Tableaux IV.10 : Vérification la déformation dans chaque étage suivant Y.

Étage	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	1%he (cm)	Vérification
RDC	0,2	0,2	0.2	3.06	CV
1	0,6	0,6	0.4	3.06	CV
2	1,2	1,2	0.6	3.06	CV
3	1,9	1,9	0.7	3.06	CV
4	2,6	2,6	0.7	3.06	CV
5	3,4	3,4	0.8	3.06	CV
6	4,1	4,1	0.6	3.06	CV
7	4,9	4,9	0.8	3.06	CV
8	5,6	5,6	0.7	3.06	CV
9	6,3	6,3	0.7	3.06	CV

#### IV.14. Justification de l'effet P- $\Delta$ :

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou effet P- $\Delta$  peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux: **RPA99V2003 (5.9)**

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

$h_k$  : Hauteur de l'étage (k).

✚ Suivant X :

Tableaux IV.11 : Vérification de l'effet P-Δ (X-X).

Étage	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	θ <sub>k</sub>	Vérification
RDC	36787.42	0.71	2353.24	3.06	0.03	CV
1	32871.38	1.43	2321.16	3.06	0.06	CV
2	29199.57	1.79	2242.15	3.06	0.07	CV
3	25527.14	2.14	2122.09	3.06	0.08	CV
4	21855.33	2.14	1966.05	3.06	0.07	CV
5	18182.90	2.50	1771.93	3.06	0.08	CV
6	14511.09	2.14	1536.38	3.06	0.06	CV
7	10838.97	2.50	1254.74	3.06	0.07	CV
8	7166.86	2.14	913.08	3.06	0.05	CV
9	3512.79	1.79	492.73	3.06	0.04	CV

✚ Suivant Y :

Tableaux IV.12 : Vérification de l'effet P-Δ (Y-Y).

Étage	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>k</sub> (cm)	V <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	θ <sub>k</sub>	Vérification
RDC	36787.42	0.71	2195.39	3.06	0.02	CV
1	32871.38	1.43	2167.59	3.06	0.07	CV
2	29199.57	2.14	2095.33	3.06	0.09	CV
3	25527.14	2.50	1981.33	3.06	0.10	CV
4	21855.33	2.50	1832.96	3.06	0.09	CV
5	18182.90	2.86	1653.41	3.06	0.10	CV
6	14511.09	2.50	1440.46	3.06	0.08	CV
7	10838.97	2.86	1185.05	3.06	0.08	CV
8	7166.86	2.50	869.24	3.06	0.06	CV
9	3512.79	2.50	473.40	3.06	0.06	CV

#### IV.15. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.50$$

M<sub>s</sub> : Moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

$M_r$ : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_s = \sum F_i \times h_i$$

✚ Sens longitudinal (X-X) :

Tableaux IV.13: Vérification de l'équilibre d'ensemble sens longitudinal.

Étage	F <sub>x</sub> (KN)	F <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	F <sub>i</sub> *h <sub>i</sub> (KN.m)
RDC	2353.24	1048.25	3.06	3207.65
1	2321.16	1304.99	33.66	43925.96
2	2242.15	1016.17	64.26	65299.08
3	2122.09	1225.98	94.86	116296.46
4	1966.05	896.11	125.46	112425.96
5	1771.93	1069.94	156.06	166974.84
6	1536.38	701.99	186.66	131033.45
7	1254.74	834.39	217.26	181279.57
8	913.08	420.35	247.86	104187.95
9	492.73	492.73	278.46	137205.60
<b>Mrx (KN.m)</b>				1061836.52

➤ Vérification :

$$M_s = 374042.10 \times 23.70/2 = 4432398.88 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{3706363.50}{1061836.52} = 4.17 \geq 1.50 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✚ Sens transversal (Y-Y) :

Tableaux IV.14 : Vérification de l'équilibre d'ensemble sens transversal.

Étage	F <sub>y</sub> (KN)	F <sub>i</sub> (KN)	h <sub>i</sub> (m)	F <sub>i</sub> *h <sub>i</sub> (KN.m)
RDC	2195.39	972.60	3.06	2976.16
1	2167.59	1222.79	33.66	41159.11
2	2095.33	944.80	64.26	60712.85
3	1981.33	1150.53	94.86	109139.28
4	1832.96	830.80	125.46	104232.17
5	1653.41	1002.16	156.06	156397.09
6	1440.46	651.25	186.66	121562.33
7	1185.05	789.21	217.26	171463.76
8	869.24	395.84	247.86	98112.90
9	473.40	473.40	278.46	131822.96

<b>Mry (KN.m)</b>	997578.60
-------------------	-----------

➤ **Vérification :**

$$M_s = 374042.10 \times 16.00/2 = 2244252.60 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{3809796.90}{997578.60} = 2.49 \geq 1.50 \dots \dots \dots \text{CV}$$

**IV.16. Conclusion :**

D'après des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et on a une structure parasismique.

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

# **Chapitre V**

## **Ferraillage des éléments résistants**

## Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants

### V.1. Ferrailage des poteaux:

#### V.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

La détermination des armatures longitudinales tiendra compte des cas suivants :

Cas 1 :  $N_{\max}; M_{\text{cor}}$

Cas 2 :  $M_{\max}; N_{\text{cor}}$

#### V.1.2. Combinaisons d'actions :

✚ Selon BAEL 91 :

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

✚ Selon RPA 99V2003 (Situation accidentelle) :

$0.8G \pm E$

$G + Q + E$

#### V.1.3. Etat limite ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité total « e » tel que :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + \alpha\varphi)}{10^4 h}$$

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

$e_1$  : Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

$e_a$  : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$L$  : Longueur libre du poteau.

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

$\varphi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée du béton sous la charge considérée «  $\varphi = 2$  ».

$\alpha$  : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

**V.1.4. Recommandations des règlements :**

**✚ Selon RPA99V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimum est de 0.8% (zone IIa).
- Le pourcentage maximum est de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement. Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone IIa).

**✚ Selon CBA93 :**

$$A_{\min} = \text{Min} \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour } 1\text{m de longueur} \\ 0.1\% \leq \frac{A}{b \cdot h} \leq 5\% \end{cases}$$

**✚ Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{cnf}} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

**V.1.5. Étude des poteaux de RDC (45×45) cm<sup>2</sup> :**

*Tableau V.1 : Sollicitation des poteaux.*

	Combinations	N (KN)	M (KN.m)
<b>1<sup>er</sup> Cas</b>	ELU	2913.70	131.80
<b>2<sup>ème</sup> Cas</b>	ACC	2131.22	181.53

**✚ Les armatures longitudinales :**

➤ **1<sup>er</sup> Cas :** (Combinaison fondamentale ELU)

$$N_{\max} = 2913.70 \text{ KN. } M_{\text{cor}} = 131.80 \text{ KNm.}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{131.80}{2913.70} = 4.5 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{12} = \frac{45}{12} = 3.75 \text{ cm.}$$

$$e = 4.5 \text{ cm} > \frac{a}{12} = 3.75 \text{ cm.}$$

→ La section va être calculée à la flexion composée.

✓ **ELU :**

$$\mu = \frac{M_{ub}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{N_u e}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2913.70 \times 10^3 \times 4.5 \times 10}{450 \times 400^2 \times 14.17} = 0.084$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.110$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.956$$

$$A_{su1}^* = \frac{M_{ub}}{\beta d f_{su}} = \frac{N_u e}{\beta d f_{su}} = \frac{2913.70 \times 10^3 \times 4.5 \times 10}{0.956 \times 400 \times 348 \times 100} = 9.85 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow A_{su1} = A_{su1}^* - \frac{N_u}{f_{su}} = 9.85 - \frac{2913.70 \times 10^3}{348 \times 100} = -73.88 \text{ cm}^2.$$

➤ **ELS :**

Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

➤ **2<sup>ème</sup> Cas :** (Combinaison accidentelle ACC)

$$N_{\max} = 2131.22 \text{ KN}. \quad M_{\text{cor}} = 181.53 \text{ KNm}.$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{181.53}{2131.22} = 8.52 \text{ cm}.$$

$$\frac{a}{12} = \frac{45}{12} = 3.75 \text{ cm}.$$

$$e = 8.52 \text{ cm} > \frac{a}{12} = 3.75 \text{ cm}.$$

→ La section va être calculée à la flexion composée.

✓ **ELU :**

$$\mu = \frac{M_{ub}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{N_u e}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2131.22 \times 10^3 \times 8.52 \times 10}{450 \times 400^2 \times 14.17} = 0.178$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.247$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.901$$

$$A_{su1}^* = \frac{M_{ub}}{\beta d f_{su}} = \frac{N_u e}{\beta d f_{su}} = \frac{2131.22 \times 10^3 \times 8.52 \times 10}{0.901 \times 400 \times 348 \times 100} = 14.48 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow A_{su1} = A_{su1}^* - \frac{N_u}{f_{su}} = 14.48 - \frac{2131.22 \times 10^3}{348 \times 100} = -46.76 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{cnf}} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = 2.18 \text{ cm}^2.$$

➤ **Selon le BAEL91 :**

$$A_{\text{min}} = \max(4u; 0.2\%B) = 7.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{max}} \leq 5\%B = 101.25 \text{ cm}^2.$$

➤ **Selon le RPA99V2003 :**

$$A_{smin} = 0.8\%B = 16.20 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smax} = 3\%B = 60.75 \text{ cm}^2. \text{ (En zone courante)}$$

$$A_{smax} = 6\%B = 121.5 \text{ cm}^2. \text{ (En zone de recouvrement)}$$

➤ **Ferraillage adopte :**

$$A_s = \max(A_{su1} ; A_{su2} ; \max A_{smin}) = 16.20 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_s = 9HA16 = 18.09 \text{ cm}^2.$$

✚ **Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :**

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

➤ Selon CBA93, La contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.20 \text{ MPa} & \text{(situation durable)} \\ \bar{\tau}_u = 2.86 \text{ MPa} & \text{(situation accidentelle)} \end{cases}$$

Le calcul et la vérification est résumés dans le tableau suivants :

**Tableau V.2 : Vérification des contraintes de cisaillements des poteaux.**

Situation	T <sub>max</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
Durable	152.10	0.85	2.20	CV
Accidentelle	91.88	0.51	2.86	CV

✚ **Armatures transversales :**

D'après le RPA99V2003, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

T<sub>u</sub> : l'effort tranchant de calcul.

h<sub>1</sub> : hauteur totale de la section brute.

t : espacement des armatures transversales.

Dans la zone nodale :

$$t \leq 10\text{cm}.$$

Dans la zone courante :

$$t \leq \text{Min} \left( \frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi \right)$$

$\varphi$  : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{\rho_a t T_u}{h_1 f_e}$$

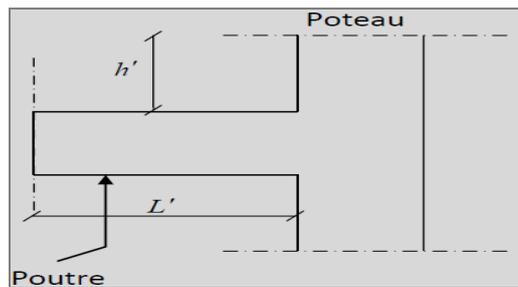
$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t \geq 0.3\% t b_1 = 1.05 \text{ cm}^2.$$

**Longueur de recouvrement : (RPA99V2003)**

$$L_r = 50\varphi_L = 76.5 \text{ cm.}$$

S <sub>POT</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CAL</sub> (Cm <sup>2</sup> )	N <sup>mbr</sup> desbarres	A <sub>adapt</sub> (cm <sup>2</sup> )
45x45	16.20	4HA20+4HA16	20.60

**Détermination de la zone nodale :**



*Figure V.1 : Schéma de la zone nodale.*

$$L' = 2h_{\text{poutre}}$$

$$h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

$$L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm.}$$

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

**V.1.6. Ferrailage des poteaux :**

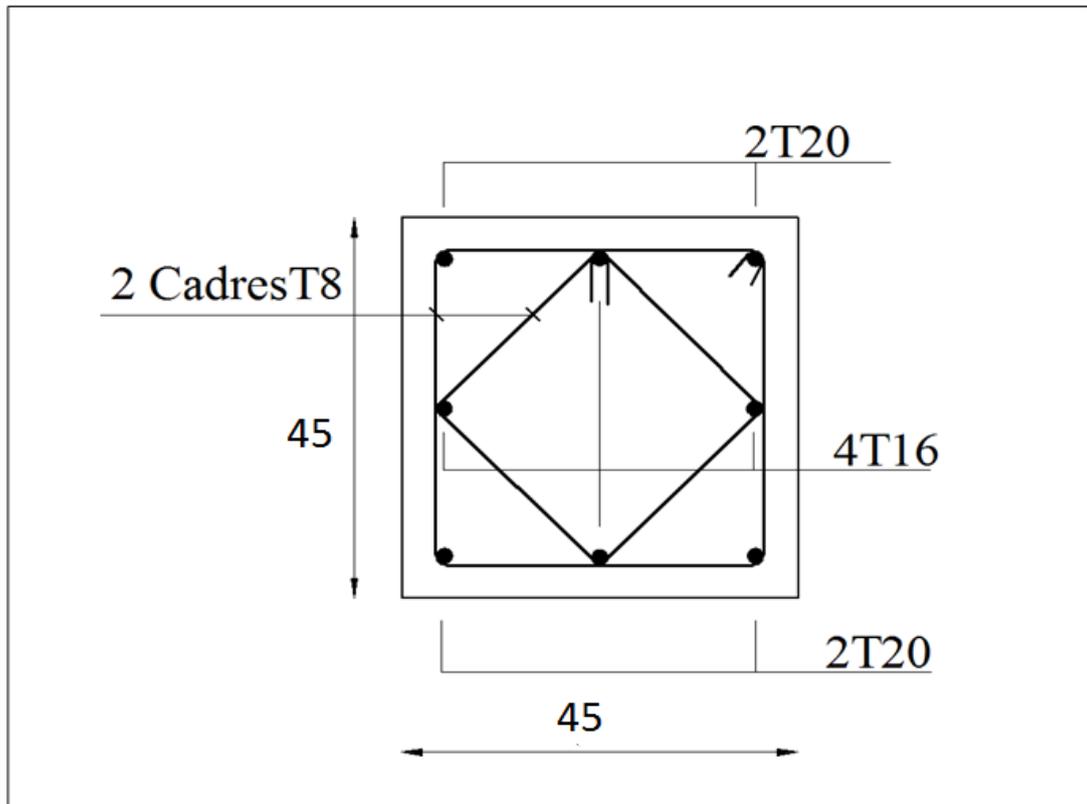


Figure V.2 : Schéma de ferrailage de poteau ( 45 × 45)

## V.2.Ferrailage des poutres :

### V.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, et sont soumis à un effort tranchant « T » et à un moment de flexion « M » leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts.

### V.2.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

#### ✚ Selon BAEL 91 :

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

#### ✚ Selon RPA 99V2003 (Situation accidentelle) :

$G + Q + E$

$0.8G \pm E$

Tableau V.3 : Sollicitation moment de flexion des poutres.

	PP		PS	
	M <sub>Appui</sub> (KN.m)	M <sub>Travée</sub> (KN.m)	M <sub>Appui</sub> (KN.m)	M <sub>Travée</sub> (KN.m)
ELU	124.83	173.52	131.80	149.82
ACC	181.53	171.81	133.99	127.08
ELS	95.93	140.42	90.64	109.15

V.2.3. Recommandations des règlements : (RPA99V2003)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Ø (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

V.2.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe à la vérification des contraintes à limite de service. La sollicitation la plus défavorable (M<sub>ser</sub>) selon les règles BAEL.

✚ La contrainte du béton est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

✚ La fissuration est considérée :

On considère que la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa.}$$

Tableau V.4 : Vérification des contraintes de l'acier et de béton.

Éléments	Position	M <sub>ser</sub>	A <sub>s</sub> adopté	σ <sub>b</sub>	σ <sub>b</sub> ≤ σ̄ <sub>b</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub> ≤ σ̄ <sub>s</sub>
		(KN.m)	(cm <sup>2</sup> )	(MPa)		(MPa)	
PP	Appui	95.63	9.18	3.02	C.V	251.38	C.V
	Travée	140.42	12.06	3.08	C.V	285.12	C.V
PS	Appui	90.64	10.05	3.05	C.V	246.25	C.V
	Travée	109.15	12.06	2.89	C.V	249.73	C.V

V.2.5. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

Si la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} & (\text{situation durable}) \\ \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} & (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

**Tableau V.5 : Vérification des contraintes de cisaillements des poutres.**

Éléments	$V_u$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
	(KN)	(MPa)	(MPa)	
PP	161.46	1.14	4.35	C.V
PS	122.11	0.97	4.35	C.V

**V.2.6. Calcul des armatures transversal :**

L'acier choisi de type rond lisse de nuance FeE235.

- L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

**Espacement:**

- D'après BAEL91 (art A.5.1,22):  $S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 33,3\text{cm}$
- D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min(h/4, 12\text{min}\varnothing, 30\text{cm}) = 10\text{cm} \rightarrow$  dans la Zone nodale.

$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow$  dans la Zone courante.

On prend:  $S_t \leq \min(S_{T \text{ bael}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale:  $S_t = 10\text{cm}$
- Dans la Zone courante:  $S_t = 20\text{cm}$

Avec:  $L' = 2h = 80 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

- **La section de ferrailage transversal**

- **D'après RPA99:**

$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2 \rightarrow$  en zone nodale

$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \rightarrow$  en dehors de la zone nodale

Donc on prend :

**3HA8** avec  $A_t = 1,51\text{cm}^2$  dans la zone nodale

**4HA8** avec  $A_t = 2,01\text{cm}^2$  en dehors de la zone nodale.

**V.2.7. Vérification de la flèche : CBA93 (B6.5.1)**

## Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_T}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

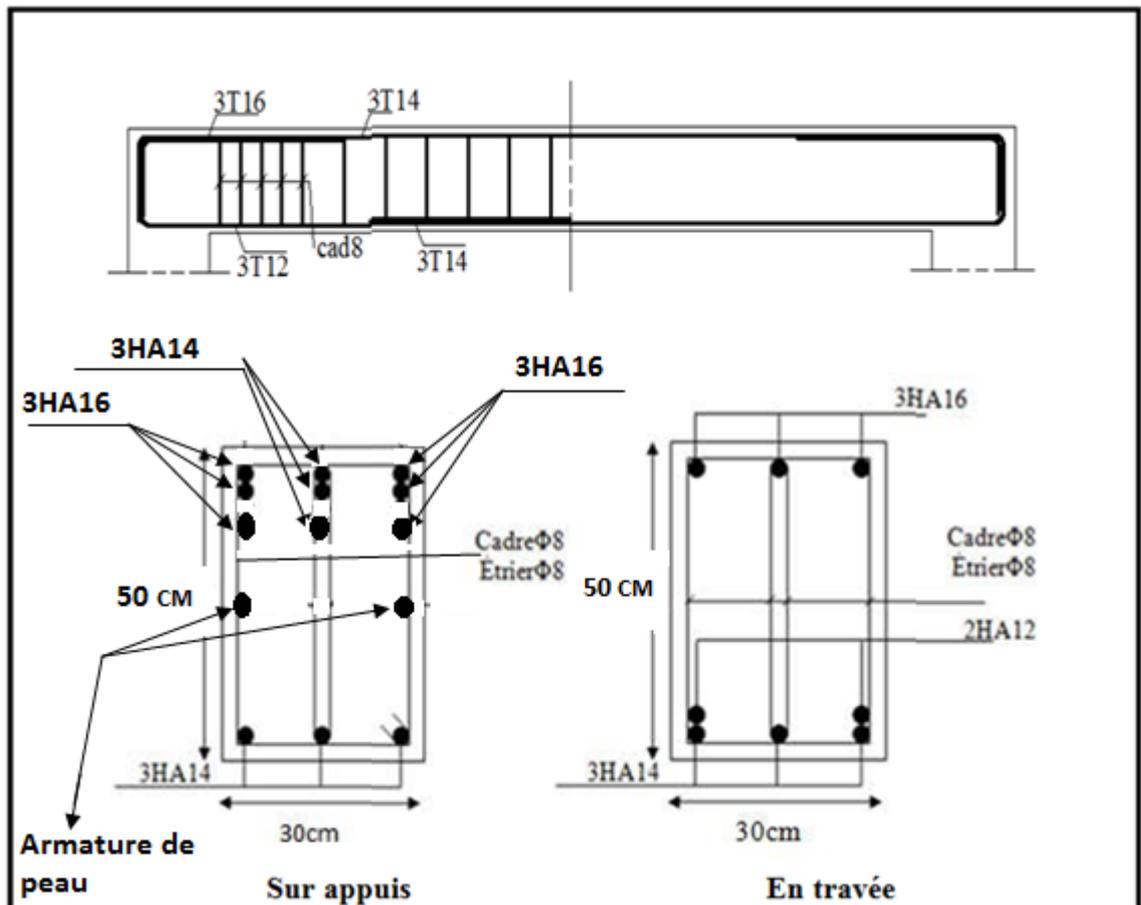
Avec :  $M_t = K \times M_0$

Où  $K$  : est un coefficient réducteur entre 0.75 et 0.85, On prend  $K = 0.80$ .

**Tableau V.6 : Vérification de la flèche des poutres.**

Éléments	section	L (m)	h/L	1/16	$M_t/10M_0$	$A/(b_0d)$	$4.2/f_e$	Vérification
PP	30×50	5.80	0.086	0.06	0.08	0.008	0.01	CV
PS	30×45	5.40	0.083	0.06	0.08	0.007	0.01	CV

### V.2.8. Les schémas de ferrailage :



**Figure V.3 : Schéma de ferrailage de poutre principale**

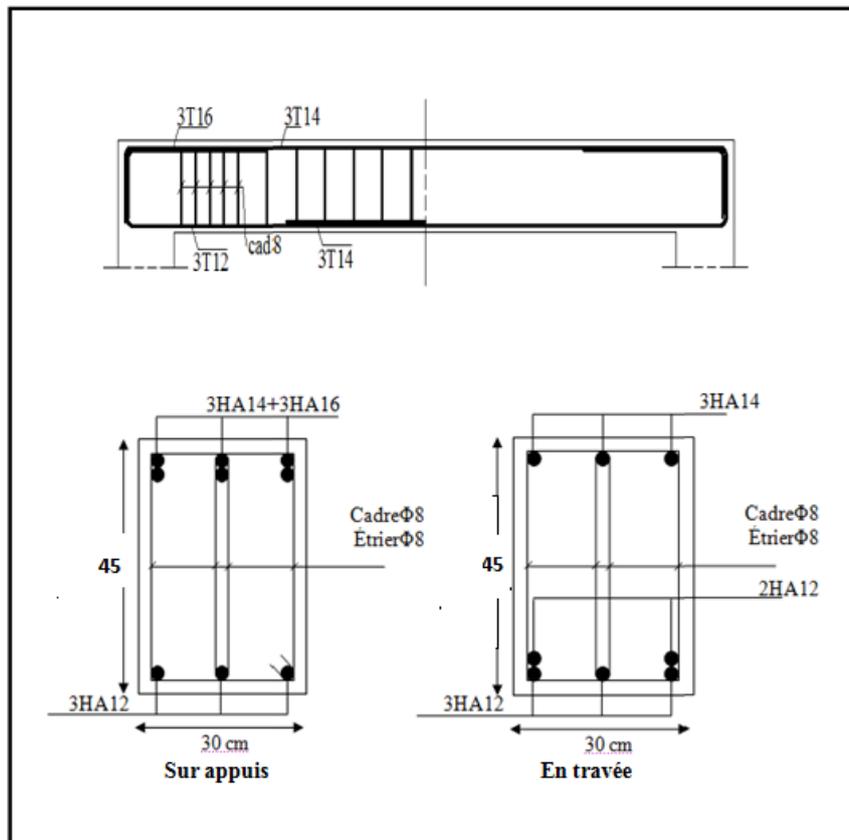


Figure V.4 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire.

### V.3. Ferrailage des voiles :

#### V.3.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations), et à des forces horizontales dues au séisme. Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la

disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

### V.3.2. Combinaison :

Selon RPA99V2003 les combinaisons à considérer dans notre cas est les suivants :

$G + Q + E$

$0.8G \pm E$

#### Prescriptions imposées par RPA99V2003 :

##### ✓ Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99V2003 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie de voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- 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.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $L/10$  de la largeur de voile, cet espacement doit être au plus égale à 15cm (le ferrailage vertical doit être disposé symétriquement en raison de chargement en termes de moment).
- Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile égale à : 0,15%
  - En zone courante égale à : 0,10%

##### ✓ Ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à  $45^\circ$  engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet  $135^\circ$  ayant une largeur de  $10\phi$ .

#### Principe de calcul :

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA99V2003.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} V$$

Avec :

**N** : Effort normal appliqué.

**A** : Section du voile.

**M** : Moment fléchissant appliqué.

**I** : Moment d'inertie.

**V** : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

On distingue 3 cas :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99V2003.

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée".

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le RPA99V2003.

- Si :  $A_v < A_{\min} = 0.15\% \times e \times L$ , on ferraille avec la section minimale.
- Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

**3<sup>eme</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

**ELU d'après robot :**

## Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	13,29	188,02	386,30	0,71	0,22	0,65	17,27	26,99
Panneau	783	787	787	787	787	787	786	786
Coupe	56-55	2155-95	1992-2155	1992-2155	2155-95	1992-2155	55-1980-2143	55-2143
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-2814,86	-233,46	-311,38	-3,69	-3,48	-0,53	-17,47	-29,08
Panneau	713	787	782	713	708	782	784	784
Coupe	18-619	1992-2155	1887-2053	8-17-619-622	17-518-50-49	1887-2053	5-2092-84-83	2092-83
Cas	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

### ELS d'après robot :

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	9,74	136,71	280,92	0,52	0,16	0,47	12,57	19,67
Panneau	783	787	787	787	787	787	786	786
Coupe	56-55	2155-95	1992-2155	1992-2155	2155-95	1992-2155	55-1980-2143	55-2143
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	-2051,08	-169,68	-227,25	-2,68	-2,54	-0,38	-12,71	-21,17
Panneau	713	787	782	713	708	782	784	784
Coupe	18-619	1992-2155	1887-2053	8-17-619-622	17-518-50-49	1887-2053	5-2092-84-83	2092-83
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)	7 (C)

### Voile (sens x) d'après robot :

## Chapitre V: Ferrailage des éléments résistants

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	1487,35	592,48	929,63	5,74	1,92	1,57	5,34	8,17
Panneau	721	737	737	713	737	737	711	781
Coupe	109-788	954-1120	954-1120	18-619	954-1120	954-1120	6-576	2032-63
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	2	2	2	2	2	2	2	2
MIN	-1704,67	-2215,66	-645,60	-2,12	-5,34	-0,83	-4,89	-12,26
Panneau	712	713	720	710	712	720	726	709
Coupe	12~617-34~33	18-619	7~783-33~117	46-556	612-34	7~783-33~117	123-148	537-14
Cas	4	4	4	4	4	4	4	4
Mode	2	2	2	2	2	2	8	2

**Voile (sens y) d'après robot :**

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	1676,01	332,20	533,25	4,54	2,22	0,90	3,03	13,08
Panneau	715	742	742	708	715	742	758	715
Coupe	663-46	1057-1223	1057-1223	517-50	663-46	1057-1223	223-248	663-46
Cas	5	5	5	5	5	5	5	5
Mode	1	1	1	1	1	1	10	1
MIN	-1481,29	-2439,87	-543,74	-1,14	-6,30	-0,70	-5,70	-6,21
Panneau	710	708	710	734	710	710	715	784
Coupe	46-556	517-50	6~45-556~559	891-1057	46-556	6~45-556~559	663-46	2092-83
Cas	5	5	5	5	5	5	5	5
Mode	1	1	1	1	1	1	1	1

### V.3.3. Étude des voiles :

L'élément plus sollicitée (Voile de RDC) :

$$A = 0.20 \text{ m}^2.$$

$$I = 0.017 \text{ m}^4.$$

$$V = 0.5 \text{ m}.$$

$$M_u = 193.52 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 2913.70 \text{ KN.}$$

### ✚ Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} V = \frac{2913.70 \times 10^{-3}}{0.20} + \frac{193.52 \times 10^{-3}}{0.017} \times 0.5 = 20.26 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} V = \frac{2913.70 \times 10^{-3}}{0.20} - \frac{193.52 \times 10^{-3}}{0.017} \times 0.5 = 14.57 \text{ MPa} > 0$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99V2003.

### ✚ Calcul des armatures verticales : (RPA99V2003)

$$A_{V\min} = 0.15\% \times e \times L = 0.15 \div 100 \times 20 \times 306 = 9.18 \text{ cm}^2.$$

Le choix de la section des armatures verticales :  $A_{SV} = 5\text{HA}16/\text{ml} = 10.05 \text{ cm}^2$ .

### ✚ L'espace :

#### ➤ Selon le BAEL91 :

$$S_t \leq \min(2 \times e; 33 \text{ cm}) = \min(40 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

#### ➤ Selon le RPA99V2003 :

$$S_t \leq \min(1.5 \times e; 30 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement :

✓ En zone courante :  $S_t = 20 \text{ cm.}$

✓ En zone d'about :  $S_t/2 = 10 \text{ cm.}$

### ✚ Calcul des armatures horizontales : (RPA99V2003)

Le pourcentage minimum des armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

$$A_{H\min} = 0.20\% \times e \times L = 0.20 \div 100 \times 20 \times 100 = 4.00 \text{ cm}^2.$$

Le choix de la section des d'armatures horizontales :  $A_{SH} = 5\text{HA}10/\text{ml} = 4.01 \text{ cm}^2$ .

### ✚ Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA99V2003 (7.7.4.3), dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4épingles/m<sup>2</sup> au moins.

Donc on prend :  $A_T = 4\phi 8$  par m<sup>2</sup>.

### V.3.4. Schéma de ferrailage :

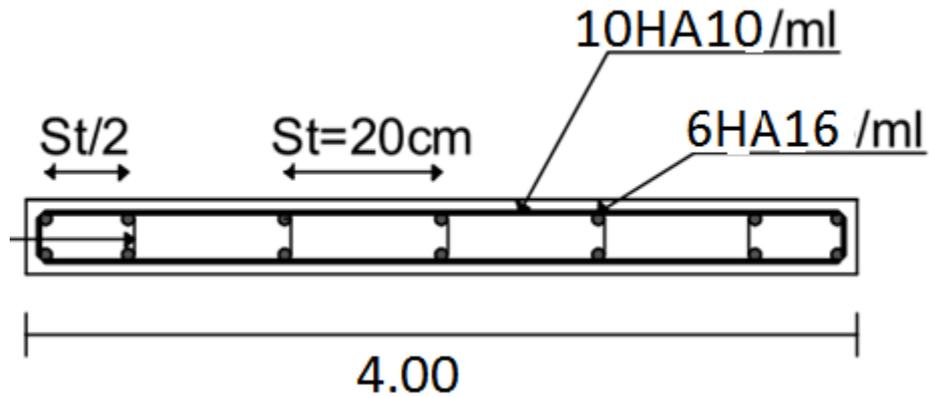


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des voiles.

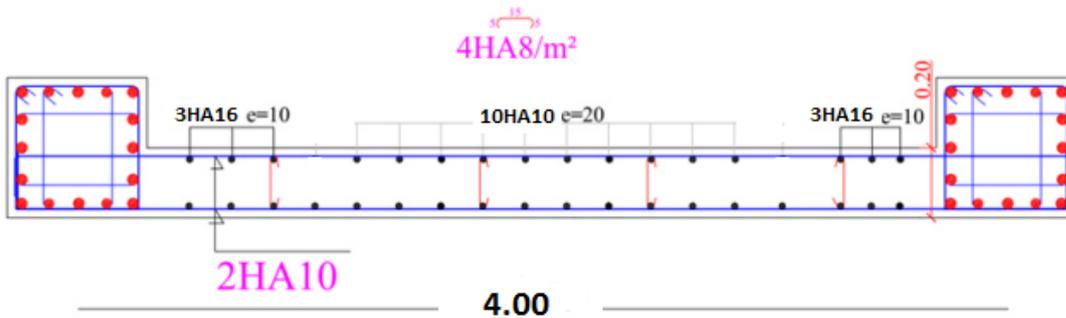


Figure V.6 : Disposition des armatures verticales dans le voile.

### V.3.5. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle très important dans la résistance et la transmission des charges.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés, dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrailages obtenus par le logiciel de calcul (Robot Structural Analysis Professional) ainsi que le ferrailage minimal édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Les sections minimales exigées par le RPA99 Version 2003 sont souvent important pour favoriser la sécurité et l'économie.

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

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

### **VI.1. Etudes des fondations.**

#### **VI.1.1.Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

#### **VI.1.2. Différents types de fondations :**

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

#### **VI.1.3. Le choix de type de fondation :**

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

#### **VI.1.4. Combinaison d'action :**

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E ; G+Q±E) pour la vérification.

#### **VI.1.5. Présentation de rapport de sol :**

Le bâtiment est à usage d'habitation implanté dans la Zone II les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible :  $\overline{\sigma_{sol}} = 1.8 \text{ bar}$  pour l'ensemble du site.
- Type de sol : classé dans la catégorie S3 selon le RPA 2003 (meuble).
- Ancrage des fondations : d = 1.5 m.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

### VI.1.6. Vérification du chevauchement ( $S_s / S_b$ ) :

$S_s / S_b < 50 \%$  c'est-à-dire : il-y a des semelles isolées sous poteaux et filantes sous voile.

$S_s / S_b > 50 \%$  c'est-à-dire : il-y a radier général comme type de fondation.

**S<sub>b</sub>** : la surface totale du bâtiment.

**S<sub>s</sub>**: La surface totale de la semelle

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

**N<sub>ser</sub>** : La somme des réactions des poteaux et voiles à l'E.L.S.

$$\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bar} = 180 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{ser} = 41646.88 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{41646.88}{180} = 231.37 \text{ m}^2$$

Surface total du bâtiment : **S<sub>b</sub>**= 404.75m<sup>2</sup>

#### ➤ Vérification :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{213.37}{404.75} = 0.53 = 53\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Pour cela on a opté pour un **radier général** comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

### VI.2. Etude du radier :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

#### VI.2.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

- **La dalle** :  $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec :

$L_{\max} = 5.40$  m (La longueur maximale entre axes des poteaux)

Donc :  $h > 27$  cm

- **La nervure** :  $h \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Donc :  $h > 54$  cm.

b) Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

c) Condition de la rigidité :

$$L_{\max} \geq \frac{\pi L_e}{2}$$

**E** : Module d'élasticité du béton  $E = 3216420$  t/m

**K** : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ( $K = 4100$  t/m<sup>3</sup>).

**b** : largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$L_{\max} = 5.40$  m ,  $E = 3216420$  t/m<sup>2</sup> ,  $K = 4100$  t/m<sup>3</sup>

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.79 \text{ m}$$

• **Conclusion** :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max(79 \text{ cm}, 27 \text{ cm}, 54 \text{ cm})$$

- On prend :  $h_r = 80$  cm.

✚ **Remarque** :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h = 80$  cm la poutre

$h = 50$  cm Dalle

$b = 40$  cm Largeur de la poutre

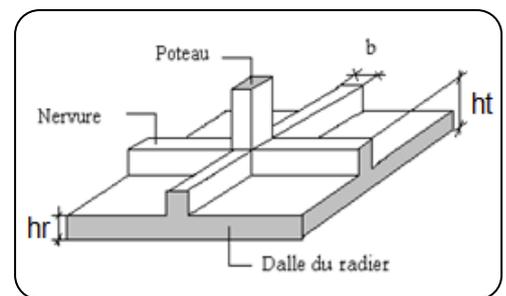


Figure VI.1 : Schéma représente la semelle du radier.

**VI.2.2. Détermination des efforts :**

ELU :  $N_u = 57134.44 \text{ KN}$

ELS :  $N_s = 41646.88 \text{ KN}$

**VI.2.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :**

- ELU :  $S_{radier} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{57134.44}{180} = 317.41 \text{ m}^2$

- ELS :  $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{41646.88}{180} = 231.37 \text{ m}^2$

$S_{bâtiment} = 404.75 \text{ m}^2 < \max(S1; S2) = 317.41 \text{ m}^2 \dots\dots\dots(\text{CNV})$

**VI.3. Les vérifications nécessaires :**

**VI.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL 91 (art.A.5.1)**

$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\}$  Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 h = 72 \text{ cm}$

$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} \Rightarrow T_u^{max} = \frac{N_u \cdot b}{s} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{57134.44 \times 1}{404.75} \times \frac{5.40}{2} = 381.13 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{381.13 \times 10^3}{1000 \times 720} = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**VI.4. Ferrailage du radier :**

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués

par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés

comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments

unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

**VI.4.1. Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x, \mu_y$  : sont des coefficients en fonction de  $\rho = l_x/l_y$  et  $\nu$  (prend **0.2** à l'ELS, **0** à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments

Localisation	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travée	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

comme suit :

**Tableau VI. 1 : Résumé des méthodes de calcul**

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement

BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

**VI.4.2. Evaluation des charges :**

➤ **Poids du radier :**

✓ **ELU :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times 1\text{ml} = \frac{57134.44}{404.75} = 141.16 \text{ KN/ml}$$

✓ **ELS:**

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} \times 1\text{ml} = \frac{41646.88}{404.75} = 102.89 \text{ KN/ml}$$

Le plus grand panneau est le panneau de rive (5.40×5.40) m<sup>2</sup>.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.4}{5.4} = 1.00 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- **PELU** :  $v = 0$  ;  $q_u = 149.98 \text{ KN/ml}$  ;  $\mu_x = 0.0368$  ;  $\mu_y = 1.0000$
- **PELS** :  $v = 0.2$  ;  $q_{\text{ser}} = 109.41 \text{ KN/ml}$  ;  $\mu_x = 0.0441$  ;  $\mu_y = 1.0000$

**VI.4.3. Calcul des moments fléchissant :**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

	Sens X-X				Sens Y-Y			
	$\mu_x$	$M_x \text{ KN.m}$	$M_{tx} \text{ KN.m}$	$M_{ax} \text{ KN.m}$	$\mu_y$	$M_y \text{ KN.m}$	$M_{ty} \text{ KN.m}$	$M_{ay} \text{ KN.m}$
<b>ELU</b>	0.0368	183.25	137.44	54.98	1.0000	183.25	137.44	54.98

**Chapitre VII: Etude de l'infrastructure**

<b>ELS</b>	0.0441	162.31	121.73	48.69	1.0000	162.31	121.73	48.69
------------	--------	--------	--------	-------	--------	--------	--------	-------

**Tableau VI.2: Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).**

**VI.4.4. Calculs des armatures de la dalle du radier :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23 \ b \ d \ f_{t28}}{f_e}$$

ELU:  $\overline{\sigma_b} = 14.2 \text{ MPa}$  ;  $\overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$

ELS:  $\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .....BAEL91 (art.4.5.2) FeE400  $\Rightarrow \eta = 1.6$

$$\sigma_s = \min \left\{ (2/3) f_e \ ; \ 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ 0.666 \times 400 \ ; \ 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$b = 100 \text{ cm} \quad \phi \geq \frac{h}{10} = \frac{50}{10} = 5 \text{ cm}$

$$dx = h - c - \frac{\phi}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm} \quad dy = dx - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2)**

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

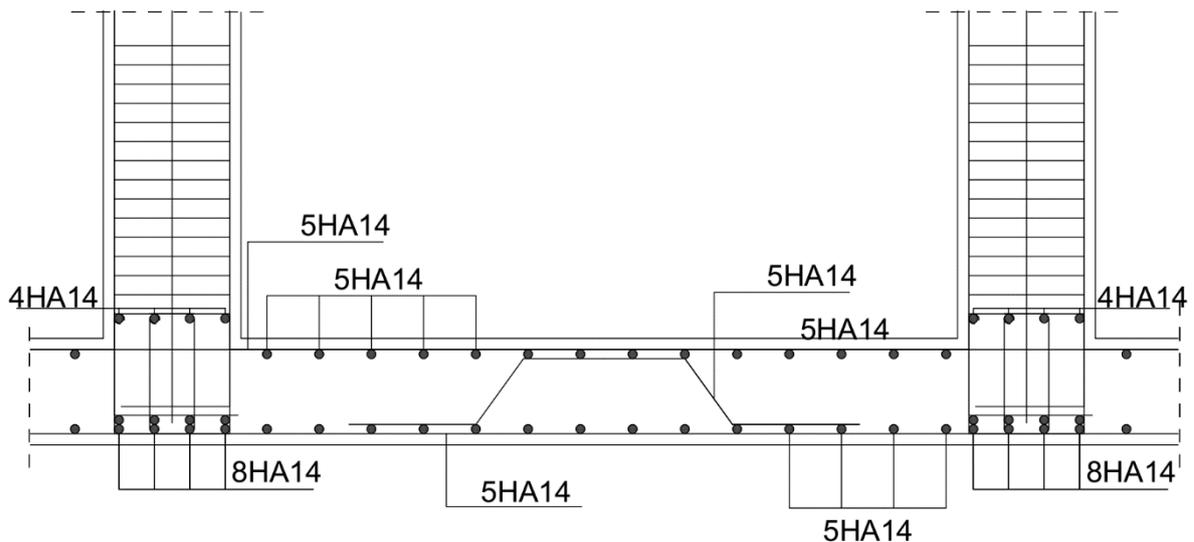
- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

$$A_{\min}^1 = 0.1\% (b \times h)$$

	ELU				ELS			
	sens (x-x)		sens (y-y)		sens (x-x)		sens (y-y)	
Localisation	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
<b>M (KN.m)</b>	54.98	137.44	54.98	137.44	48.69	121.73	48.69	121.73
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	2.44	5.67	2.44	5.67	2.10	5.10	2.10	5.10
<b>Asmin (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48
<b>A<sup>1</sup><sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
<b>Le choix</b>					<b>5HA14</b>	<b>5HA14</b>	<b>5HA14</b>	<b>5HA14</b>
<b>Asadp (cm<sup>2</sup>/ml)</b>					7.65	7.65	7.65	7.65
<b>Espacement (cm)</b>					20	20	20	20

**Tableau VI.3: Récapitulatif des résultats d'armature du radier (ELU et ELS).**

**VI.5. Présentation du ferrailage :**



*Figure VI.2: Schéma du ferrailage du radier.*

### VI.6. La dalle flottante :

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre-plein :

- Dallage porteur : est lié à la bêche périphérique.
- Dallage non porteur : est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

#### VI.6.1. Mise en œuvre :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre-plein sans être très délicate doit se faire en respectant

Les trois étapes suivantes :

- La préparation du sol.
- La mise en place de terre pleine.
- L'exécution du dallage.

#### VI.6.2. Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.

-Drainage.

### VI.6.3. Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage.

Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger. Pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

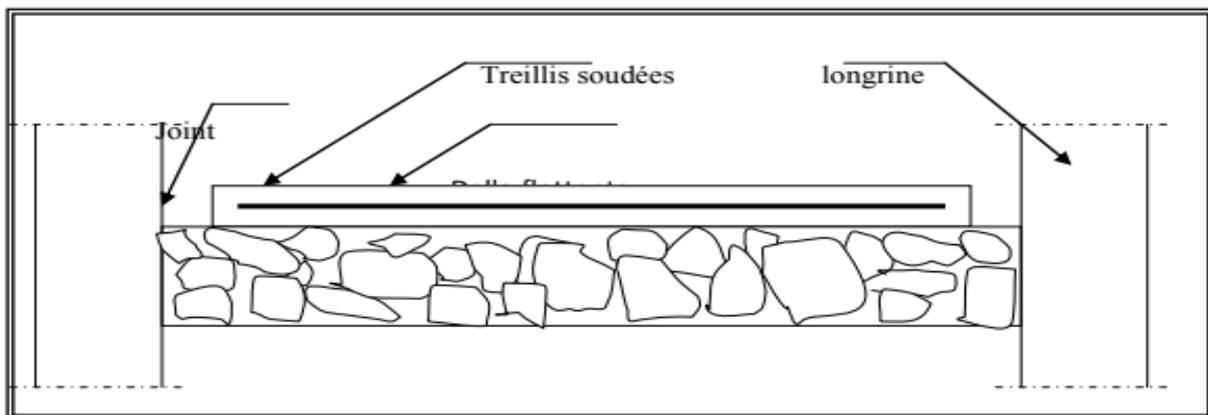
On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

### VI.6.4. Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de  $\Phi 6$ , maille de (20x20) cm<sup>2</sup>, ces armatures placées à partie supérieure.



*Figure. VI.3. Schéma de la dalle flottante*

### Conclusion générale:

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et connaissances acquises durant les deux années passées et ont plus les logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

D'après la partie de modalisation à l'aide du logiciel **ROBOT2014**, on a pu faire analyse de la structure et proposer des solutions adéquates pour avoir un bon comportement de la structure en zone sismique et d'une stabilité et de sécurité de l'ouvrage et on n'oublie pas la partie économique.

Notons qu'à la fin de ce projet pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

### **Bibliographie**

#### **Règlements :**

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

#### **Livre et cours :**

- Calcul des ouvrages en béton armé, M.BELAZOUGUI, 1972.
- Exercices de béton arme selon les règles BAEL.83, P. Charon.
- Cour technique de construction (Master 1, Master 2 CTC) ... Université de Biskra.
- Mémoires master 2 (CTC) promotions passées ....Les universités algériennes.

#### **Logiciels et programmes :**

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014. (Analyse des structures).
- AUTO CAD 2014. (Dessin).
- Word 2013. (Traitement du texte).