

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**  
**UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET**



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**  
**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL**

**Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master**

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par :

**Merdja Hadjer**

**Merabet Hanane**

Sujet du mémoire

**Etude d'un hôtel en béton armé  
(R+ 5 + sous-sol) situé à Alger**

*Soutenu publiquement le .....devant le jury composé de :*

Mr. G. ABADA	Président
Mr. M.MIMOUNI	Rapporteur
Mr. B.A.BENYAMINA	Examineur
Mr. I.D.KLOUCHE	Examineur

PROMOTION : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# *Remerciement*

Tous d'abord, nous tenons à remercier ALLAH clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et la volonté afin d'élaborer ce modeste travail.

A mon encadreur **Mr. MIMOUNI M** pour son accompagnement et ses précieux conseils tout au long de ce parcours .votre expertise, votre disponibilité de votre motivation .vos suggestions pertinentes et vos critiques constructives ont été d'une aide inestimable pour améliorer la qualité de notre mémoire.

Nous tenons à remercier chaleureusement l'ensemble des membres du jury pour avoir accepté de consacrer du temps à évaluer notre travail.

Nous adressons nos remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation durant ce parcours universitaire.

Enfin, nous voudrions à remercier notre famille, nos amies et nos proches, qui nous soutenue et encouragés tout au long de cette aventure.

Votre soutien inconditionnel, vos encouragement et votre compréhension Ont été essentiels pour nous permettre de persévère dans nos efforts et d'atteindre Nos objectifs.

Merci à tous et à toutes.

**HANANE  
HADJER**

# Dédicace

Ce mémoire est le fruit d'années de travail acharné, de persévérance et de passion. Je suis profondément reconnaissant envers mes parents et tous ceux qui ont contribué à mon parcours éducatif. Leur soutien indéfectible restera à jamais gravé dans ma mémoire.

Je dédie ce mémoire à ma **belle-mère** et à **mon père**, mes piliers, mes sources d'inspiration et ma force motrice lorsque les défis semblaient insurmontables.

À mes sœurs et mes frères sans exception,

À toute la famille **MERDJA** et la famille **SAIS**,

Ainsi qu'à tous mes amis.

Je dédie également ce mémoire à mon très cher binôme, **HANANE**.

Je tiens à adresser mes remerciements à toute la promotion **GC. Structures 2022-2023**.

Merci du fond du cœur.

« Ma réussite ne dépend que d'**ALLAH** à qui je m'en remets et auprès de qui je me repens. »

**HADJER**

# Dédicace

Je dédis ce mémoire à mes **chers parents**, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse  
Leur soutien et leurs prières tout au long de mes études, et je dis merci à leur soutien, patience et confiance.

A mes chères sœurs : **Nadjet , Ahlem , Maria , Rihab** et mes neveux **Amine** et **Ayoub** .

Mes beaux frères **Rabeh** et **khaled**.

A toute la famille **MERABET** sans exception .

Mon binôme et cher ami **Hadjer** pour les merveilleux moments que nous avons passés ensemble.

A toute la promotion **2023** et en particulier la filière Génie civil.

Une spéciale dédicace à toute personne qui occupe une place dans mon cœur.

Merci du fond cœur.

« Ma réussite ne dépend que d'**ALLAH** à qui je m'en remets et auprès de qui je me repens ».

**HANANE**

## RESUME

Ce projet présente une étude technique d'un hôtel en béton armé composé d'un rez-de-chaussée plus cinq étages avec un sous-sol. L'hôtel sera implanté à Alger. Il est considéré comme un zone frottement sismique (zone III) selon le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003. En utilisant le règlement de calcul (RPA99/version 2003 et B.A.E.L91 modifié99) ainsi que le logiciel de calcul ETABS (v9.7.4), cette étude commence par la présentation complète du projet. Ensuite, le pré-dimensionnement des éléments principaux et secondaires. Après, l'étude sismique de la structure, la suite du travail concerne l'étude des portiques, dalle pleine et les voiles.

Enfin, la dernière partie du travail porte sur l'étude de l'infrastructure.

**Mots clés :** Hôpital, Béton armé, Ferrailage, RPA, BAEL.

### المخلص

هذا المشروع يقدم دراسة فنية لفندق من الخرسانة المسلحة يتألف من طابق أرضي وخمسة طوابق بالإضافة إلى طابق سفلي. يقع الفندق في الجزائر. تصنف هذه المنطقة على أنها منطقة احتكاك زلزالية (المنطقة الثالثة) وفقا للإصدار.

باستخدام اللوائح الحسابية وبرنامج الحساب (RPA99V2003، BAEL91 معدل 99)، تبدأ هذه الدراسة بتقديم المشروع بالكامل. ثم يتم إجراء حساب أولي للعناصر الرئيسية والثانوية. بعد ذلك، يتم إجراء دراسة زلزالية للهيكال باستخدام برنامج ETABS، وبعد ذلك دراسة الأرضيات الصلبة و الحوائط. في النهاية، يتم التركيز في الجزء الأخير من العمل على دراسة البنية التحتية. الكلمات المفتاحية: فندق، خرسانة مسلحة، تسليح، RPA، BAEL

### ABSTARCT

This project presents a technical study for a reinforced concrete hôtel consisting of a ground floor and five floors with a basement. The hôtel will be built in Algiers. It is considered a seismic friction zone (Zone III), according to the Algerian seismic code RPA99/version 2003. Using the calculation regulations (RPA99/version 2003 and B.A.E.L91 modified99) and the ETABS (v9.7.4) calculation software, this study begins with a complete presentation of the project. Afterwards, the preliminary dimensioning of the main and secondary elements is performed. Then, the seismic study of the structure is conducted, including the study of frames, solid slabs and walls.

Finally, the last part of the work focuses on the study of the infrastructure.

**Keywords:** Hôtel, Reinforced concrete, Reinforcement, RPA, BAEL.

# Sommaire

**Remercîment**

**Dédicace**

**Résumé**

**Abstract**

**المخلص**

**Sommaire**

**Liste des Figures**

**Liste des Tableaux**

**Liste des Symboles**

**Introduction générale**

## **Chapitre I : Présentation du projet**

I. INTRODUCTION : .....	1
I.1. Présentation du projet .....	1
I.2. Caractéristique de la Structure : .....	6
I.2.1. Caractéristique géométrique .....	6
I.2.2. Caractéristiques géotechniques du site : .....	6
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux: .....	8
I.3.1. Le béton:.....	8
I.3.2. Acier :.....	11
I.4. Les hypothèses de calcul (BAELA.4.3.2).....	12

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

II. INTRODUCTION .....	17
II.1. Pré dimensionnement des plancher à dalle plein:.....	17
II.2. Pré dimensionnement des poutres : .....	19
II.3. Pré dimensionnement des poteaux : .....	23
II.4. Pré dimensionnement des voiles : .....	30

## **Chapitre III : Etude des éléments non structuraux**

III. INTRODUCTION :	33
III.1. Acrotère :	33
III.1.1. Calcul des sollicitations :	33
III.1.2. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :	34
III.1.3. Les vérification :	35
III.1.3.1. La vérification des contraintes a l'E.L.S :	35
III.1.3.2. Condition de cisaillement :	36
III.2. Escaliers:	38
III.2.1. Présentation du type d'escaliers :	38
III.2.2. Etude d'un escalier droite à deux volées :	38
III.2.2.1. Descente des charges :	40
III.2.2.2. Déterminations du Ferrailage	42
III.2.2.3. Les vérifications :	43
III.2.3. Escalier hélicoïdale balance :	47
III.2.3.1. Calcul des charges de la marche + pailasse :	47
III.2.3.2. Ferrailage :	48
III.2.3.3. Les vérifications :	48
III.3. Etude de la dalle supportant le moteur de l'ascenseur :	51
III.3.1. Etude de la dalle de l'ascenseur :	51
III.3.2. Calcul de la charge total $q_u$	53
III.3.3. Calcul des moments suivant les deux directions	55
III.3.4. Calcul du ferrailage de la dalle :	57
III.3.5. Les vérifications :	59
III.3.6. Disposition du Ferrailage :	62

## **Chapitre IV : Etude sismique**

IV. INTRODUCTION :	66
IV.1. Méthode de calcul:	66
IV.1.1. Méthode statique équivalente :	66
BLOC A :	66
IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale :	66
IV.2. Nombre de modes à considérer :	70

IV.3. Justification de la sécurité : .....	71
IV.3.1. Vérifications des déplacements (Art 5.10. du RPA 99/2003) : .....	71
IV.3.2. Vérification de la période : .....	72
IV.3.3. Efforts tranchants (efforts sismiques) à la base : .....	73
IV.3.4. Effets de la torsion .....	76
IV.3.5. L'excentricité .....	76
IV.3.6. Effet P-Delta (P- $\Delta$ ) : .....	77
BLOC B : .....	79
IV.4. Nombre de modes à considérer.....	81
IV.5. Justification de la sécurité : .....	81
IV.5.1. Vérifications des déplacements (Art 5.10. du RPA 99/2003) .....	81
IV.5.2. Vérification de la période : .....	82
IV.5.3. Efforts tranchants (efforts sismiques) à la base : .....	82
IV.5.4. Effets de la torsion : .....	83
IV.5.5. Effet P-Delta (P- $\Delta$ ) : .....	84
IV.6. JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES .....	84

## **Chapitre V : Etude des portiques**

V. INTRODUCTION : .....	86
V.1. Les combinaisons de calcul : .....	86
V.2. Ferrailage des poutres : .....	86
V.2.1. Les armatures Longitudinales : .....	87
V.2.2. Poutres principale de rive (45x120 cm <sup>2</sup> ) :(étage courants) .....	88
V.2.2.1. Vérification du ferrailage de la poutre : .....	89
V.2.2.2. Vérification des contraintes à l'ELS : .....	91
V.2.2.3. Vérification de la flèche : .....	92
V.2.3. Poutre principale intermédiaire : (45x120) cm <sup>2</sup> .....	92
V.2.3.1. Vérification du ferrailage de la poutre : .....	93
V.2.3.2. Vérification des contraintes à l'ELS : .....	95
V.2.3.3. Vérification de la flèche : .....	96
V.2.4. Poutre secondaire : (40x85)cm <sup>2</sup> :(étage courant) .....	96
V.2.4.1. Vérification du ferrailage de la poutre : .....	97
V.2.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS : .....	97
V.2.4.3. Vérification de la flèche : .....	98
V.2.5. Poutres courbe: (45x120) cm <sup>2</sup> :(étage courants) .....	98

V.2.5.1. Vérification du ferrailage de la poutre : .....	99
V.2.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS : .....	99
V.2.5.3. Vérification de la flèche : .....	100
V.2.6. Disposition du ferrailage .....	102
V.3. Ferrailage des poteaux : .....	105
V.3.1. Ferrailage exigé par le RPA 99/V2003 .....	105
V.3.2. Les vérifications : .....	111
V.3.3. Disposition du ferrailage : .....	112
V.4. Etude de la dalle pleine : .....	113
V.4.1. Calcul du ferrailage : .....	113
V.4.2. Vérifications à l'E.L.S. : .....	115
V.4.3. Vérifications à l'E.L.S. : .....	117

## **Chapitre VI : Etude des voiles**

VI. INTRODUCTION : .....	121
VI.1. Ferrailage des voiles : .....	123
VI.1.1. Détermination des contraintes : .....	123
VI.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement « $\tau_b$ » : .....	124
VI.1.3. Vérification des contraintes de béton $\sigma_b$ à l'E.L.S : .....	125
VI.1.4. Vérification de la stabilité du voile à l'E.L.U : .....	125
VI.2. Disposition des armatures : .....	128

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

VII. INTRODUCTION : .....	130
VII.1. Voile périphérique : .....	130
VII.1.1. Calcul des charges : .....	130
VII.1.2. Calcul des sollicitations : .....	131
VII.1.3. Calcul du ferrailage : .....	132
VII.1.4. Condition de non fragilité : .....	132
VII.1.5. Les Vérifications : .....	133
VII.2. Etude des fondations.....	135
VII.3. Le radier général : .....	135
VII.3.1. Calcul du radier : .....	136
VII.3.2. Pré dimensionnement du radier : .....	136
VII.3.3. Calcul de l'épaisseur de la dalle du radier : .....	137

VII.4. Les Vérifications :.....	138
VII.4.1. Vérifications de la contrainte du sol :.....	138
VII.4.2. La longueur élastique :.....	138
VII.5. Evaluation des charges pour le calcul du radier : .....	138
VII.5.1. Poids unitaire du radier :.....	138
VII.6. Ferrailage du radier :.....	139
VII.6.1. Ferrailage des dalles : .....	139
VII.7. Les vérifications : .....	142
VII.7.1. Vérification à l'ELU : .....	142
VII.7.2. Disposition du ferrailage : .....	143
VII.8. Ferrailage des poutres de libage : .....	144
VII.8.1. Contraint de cisaillement .....	147
VII.9. Disposition des ferrailages : .....	149
Conclusion générale	
Référence bibliographique	

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation du projet

Figure I.1 : Vue de façade .....	2
Figure I.2 : Vue de façade .....	3
Figure I.3 : Plan de 1 <sup>er</sup> étage : .....	4
Figure I.4 : Plan architecturale .....	5
Figure I.5 : Vue en 3D de l'hôtel (bloc A, bloc B) .....	6
Figure I.6 : Plancher dalle pleine .....	7
Figure I.7: Diagramme parabole rectangle des Contraintes- Déformations béton .....	9
Figure I.8 : Diagramme des contraintes .....	10
Figure I.9 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	10
Figure I.10 : Diagramme contrainte-déformation d'acier .....	11
Figure I.11 : Diagramme des déformations limitent de la section trois domaines ①, ②, ③ Et trois pivots A, B, C .....	14

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1 : Poteaux le plus sollicité .....	24
Figure II.2 : Poteaux la plus sollicité.....	28
Figure II.3 : Coupe de voile en plan .....	31

## Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

Figure III.1 : Schéma statique de l'acrotère .....	33
Figure III.2 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.....	37
Figure III.3 : Schéma type d'un Escalier.....	38
Figure III.4 : Schéma statique de l'escalier.....	41
Figure III.5 : Schéma de coupe 1-1 .....	41
Figure III.6 : Schéma de coupe 2-2 .....	42
Figure III.7 : Schéma du ferrailage de l'escalier .....	46
Figure III.8 : Schéma escalier hélicoïdale.....	48
Figure III.9 : Ferrailage escalier hélicoïdale.....	50
Figure III.10 : Schéma d'un ascenseur .....	51
Figure III.11 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle .....	55

<b>Figure III.12 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur</b> .....	64
---	----

## **Chapitre IV : Etude sismique**

<b>Figure IV.1 : Vue en 3D du Bloc A</b> .....	68
<b>Figure IV.2 : Disposition des voiles</b> .....	68
<b>Figure IV.3 : Courbe de spectre de réponse</b> .....	69
<b>Figure IV.4 : Mode 1</b> .....	69
<b>Figure IV.5 : Mode 2</b> .....	70
<b>Figure IV.6 : Mode 3</b> .....	70
<b>Figure IV.7 : Vue en 3D du Bloc B</b> .....	79
<b>Figure IV.8 : Disposition des voiles</b> .....	79
<b>Figure IV.8 : Mode 1</b> .....	80
<b>Figure IV.8 : Mode 2</b> .....	80
<b>Figure IV.8 : Mode 3</b> .....	81

## **Chapitre V : Etude des portiques**

<b>Figure V.1 : Ferrailage des poutres</b> .....	104
<b>Figure V.2 : La zone nodale</b> .....	112
<b>Figure V.3 : Ferrailage des poteaux</b> .....	112

## **Chapitre VI : Etude des voiles**

<b>Figure VI.1 : Voile</b> .....	126
<b>Figure VI.2 : Disposition des armatures</b> .....	128

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

<b>Figure VII.1 : Coupe explicative des charge sur le voile périphérique</b> .....	131
<b>Figure VII.2 : Ajout de raidisseurs</b> .....	131
<b>Figure VII.3 : Disposition du ferrailage de voile périphérique</b> .....	134
<b>Figure VII.4 : Radier général</b> .....	135
<b>Figure VII.5 : Schéma du radier</b> .....	136
<b>Figure VII.6 : Schéma du panneau</b> .....	139
<b>Figure VII.7 : Ferrailage du radier armatures inférieurs (en appuis)</b> .....	144
<b>Figure VII.8 : Ferrailage du radier armatures supérieures (en travée)</b> .....	144
<b>Figure VII.9 : Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinale)</b> .....	149
<b>Figure VII.10 : Ferrailage de la poutre de libage (sens transversal)</b> .....	149

# Liste des tableaux

## Chapitre I : Présentation du projet

Tableau I.1 : Hypothèses de calculs .....	15
---	----

## Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : Surcharge d'exploitation .....	18
---	----

Tableau II.2 : Charge permanente plancher terrasse inaccessible .....	18
---	----

Tableau II.3 : Charge permanente planchers étages courants et RDC .....	19
---	----

Tableau II.4 : Dégression des surcharges d'exploitations Q en fonction Du nombre d'étage .....	24
--	----

## Chapitre III : Etude des éléments non structuraux

Tableau III.1 : Descente des charges de la paillasse .....	40
--	----

Tableau III.2 : Descente des charges du palier.....	41
---	----

Tableau III.3 : Poids total des revêtements .....	47
---	----

Tableau III.4 : Poids mort de l'ascenseur.....	52
--	----

Tableau III.5 : Moments isostatiques à l'ELU.....	56
---	----

Tableau III.6 : Moments isostatiques à l'ELS .....	60
--	----

## Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle. ....	71
---	----

Tableau IV.2 : Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens. ....	72
---	----

Tableau IV.3 : Coefficient d'accélération de zone A. ....	74
---	----

Tableau IV.4 : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	74
--	----

Tableau IV.5 : Pourcentage d'amortissement critique $\xi$ (%). ....	75
---	----

Tableau IV.6 : Le poids de la structure.....	75
--	----

Tableau IV.7 : Calcul de l'excentricité.....	77
--	----

Tableau IV.8 : Vérification à l'effet P- $\Delta$ .....	78
---	----

Tableau IV.9 : Les données pour le spectre de réponse .....	80
---	----

Tableau IV.10 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle. ....	81
--	----

Tableau IV.11 : Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens. ....	82
--	----

Tableau IV.12 : Vérification de la période .....	82
--	----

<b>Tableau IV.13</b> : Facteur d'amplification dynamique moyen D .....	82
<b>Tableau IV.14</b> : Le poids de la structure W .....	83
<b>Tableau IV.15</b> : Vérification de la force sismique à la base .....	83
<b>Tableau IV.16</b> : Calcul de l'excentricité .....	83
<b>Tableau IV.17</b> : Vérification à l'effet P- $\Delta$ .....	84

## **Chapitre V : Etude des portiques**

<b>Tableau V.1</b> : Poutres secondaires .....	96
<b>Tableau V.2</b> : Vérification du ferrailage de la poutre .....	97
<b>Tableau V.3</b> : Vérification des contraintes à l'E.L.U .....	97
<b>Tableau V.4</b> : Vérification de la flèche .....	98
<b>Tableau V.5</b> : Poutre courbe .....	98
<b>Tableau V.6</b> : Vérification du ferrailage de la poutre .....	99
<b>Tableau V.7</b> : Vérification des contraintes à l'E.L.U .....	99
<b>Tableau V.8</b> : Vérification de la flèche .....	100
<b>Tableau V.9</b> : Poutres principales intermédiaires .....	100
<b>Tableau V.10</b> : Poutres principales de rive .....	101
<b>Tableau V.11</b> : Poutres secondaires .....	101
<b>Tableau V.12</b> : Poutre courbe .....	101
<b>Tableau V.13</b> : Les pourcentages minimaux des Aciers .....	106
<b>Tableau V.14</b> : Les sollicitations défavorables du 1er genre et du 2 <sup>ème</sup> genre .....	106
<b>Tableau V.15</b> : Les sections retenues des poteaux .....	110

# INTRODUCTION GÉNÉRALE :

La construction de l'hôtellerie est un secteur dynamique qui joue un rôle essentiel dans le développement économique et touristique d'une région.

L'Algérie a des zones touristiques importantes, (comme le désert ; la côte méditerranéenne), et le premier facteur pour attirer les touristes est de fournir des installations touristiques (comme les hôtels, les centres d'hébergement...etc.).

L'objectif principal des ingénieurs génie civil est de créer des structures sûres, durables, fonctionnelles et esthétiques qui répondent aux besoins de la société.

Le projet que nous traitons concerne l'étude technique d'un Hôtel composé d'un Rez-de-chaussée plus (5) étages avec sous-sol, cet ouvrage sera implanté à **ALGER** considérée comme une zone fortement sismique (**zone III**) selon le règlement parasismique Algérien **RPA99/version2003**. Le groupe d'usage de l'ouvrage est «**1B**» selon la classification des ouvrages par le **RPA99/V2003**.

Notre travail est constitué de sept chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments, et le choix des matériaux à utiliser et la présentation des différentes hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles et planchers).
- Le troisième chapitre consiste au calcul et au ferrailage des éléments secondaires (Escalier, acrotère).
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du projet avec le logiciel ETABS V9.7.4. Les résultats à déterminer concerne les informations dynamiques (périodes propres du bâtiment, efforts tranchants à la base, masse totale,...) ainsi que les différentes sollicitations dues au chargement appliqué qui nous permettraient de faire l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles et dalle pleine).
- Le cinquième chapitre portera sur le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres et dalles pleines).
- Le sixième chapitre portera sur l'étude des voiles.
- Le septième chapitre concerne la conception et le calcul d'infrastructure.

On termine notre travail par une conclusion générale.

# **Chapitre I :**

## **Présentation du projet**

**I. INTRODUCTION :**

L'étude en béton armé dans le domaine de génie civil consiste à atteindre des connaissances des caractéristiques géométriques de la structure, et mécaniques des matériaux utilisés dans sa structure.

**I.1. Présentation du projet :**

Le projet que nous traitons concerne l'étude technique d'un hôtel composé d'un Rez-de-chaussée plus (5) étages avec sous-sol, cet ouvrage sera implanté à ALGER considérée comme une zone Fortement sismique (zone III) selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version2003. Le groupe d'usage de l'ouvrage est «1B » selon la classification des ouvrages par le RPA99/V2003.

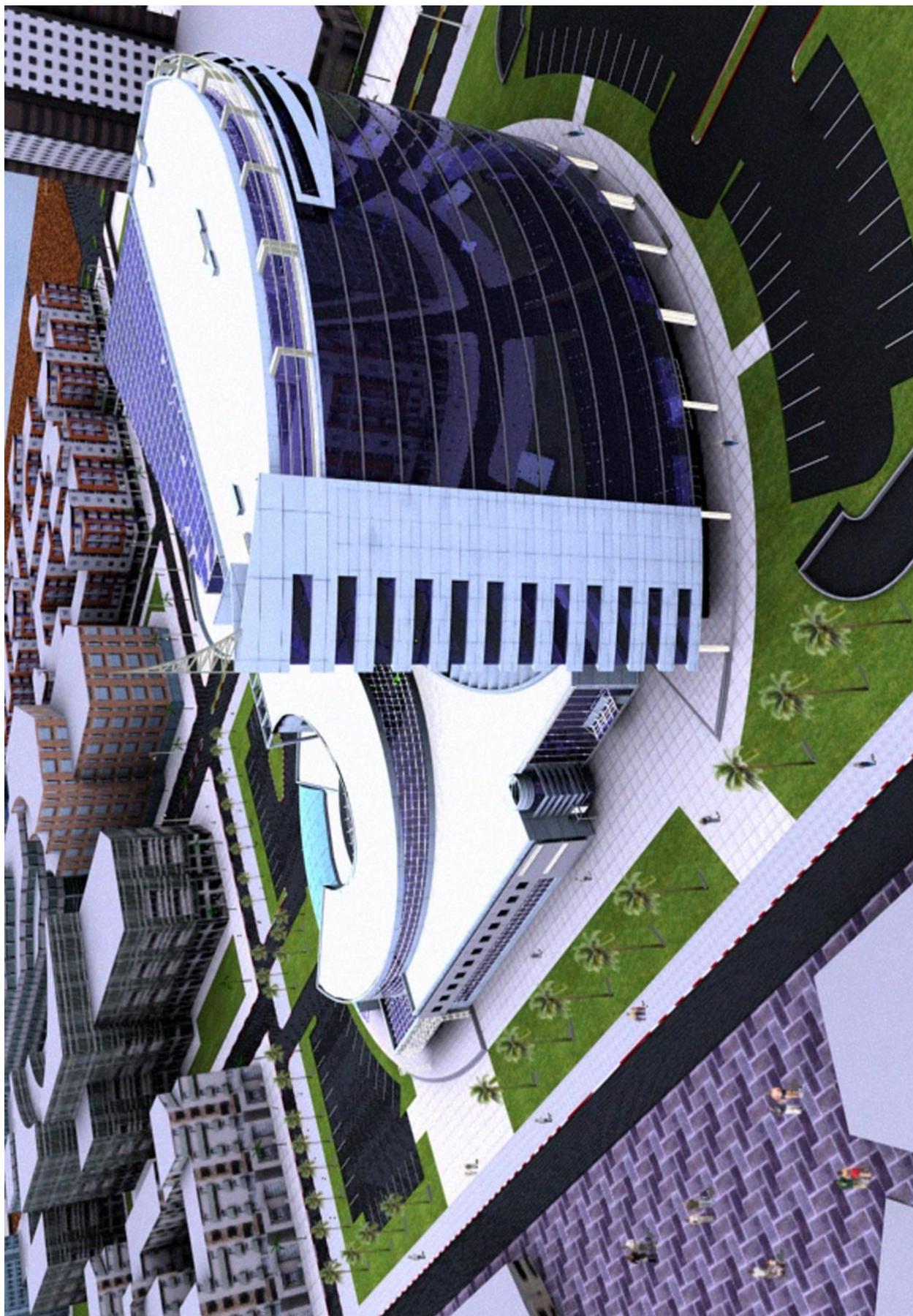


Figure I.1 : Vue de façade



Figure I.2 : Vue de façade

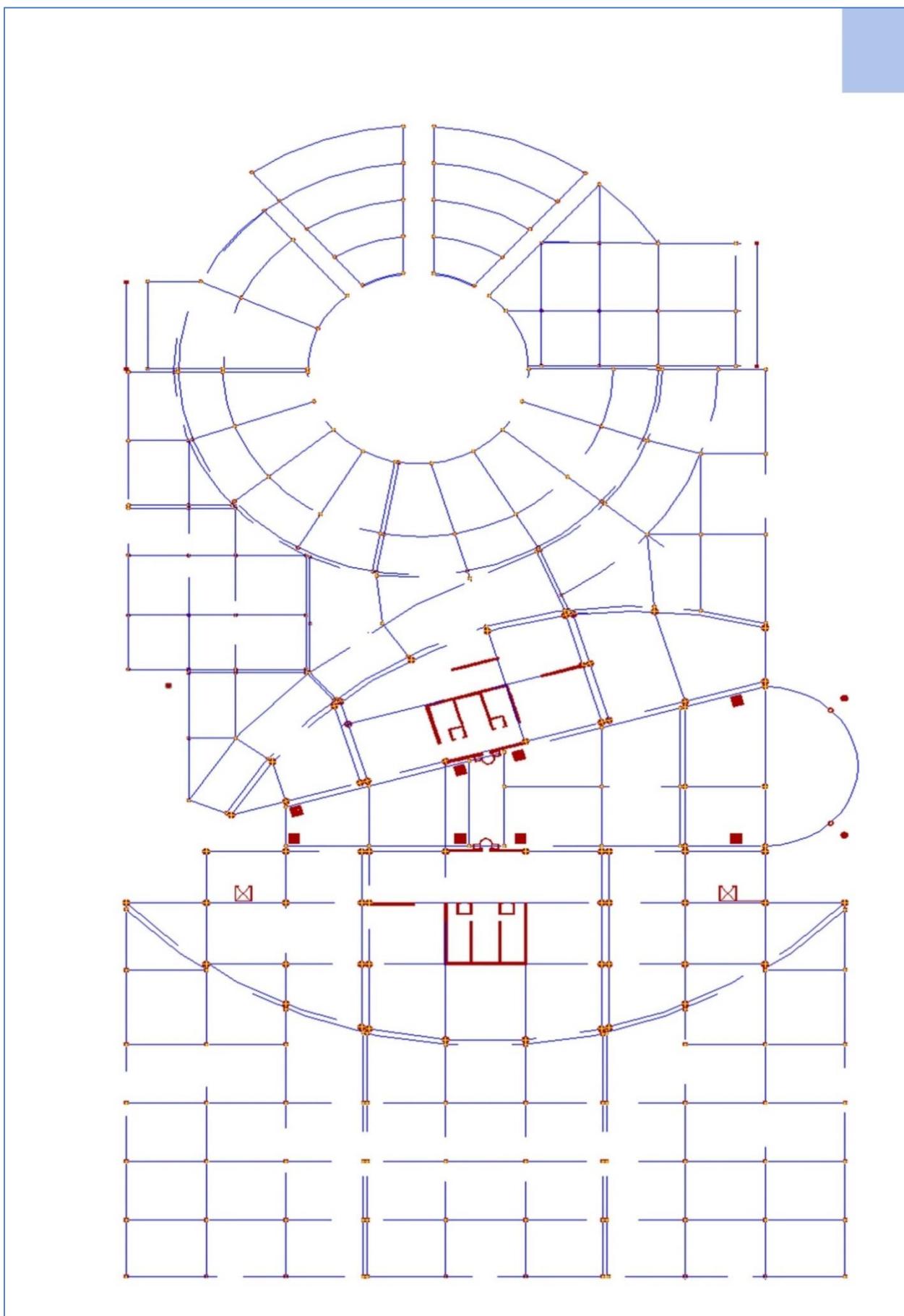


Figure I.3 : plan de 1<sup>er</sup> étage

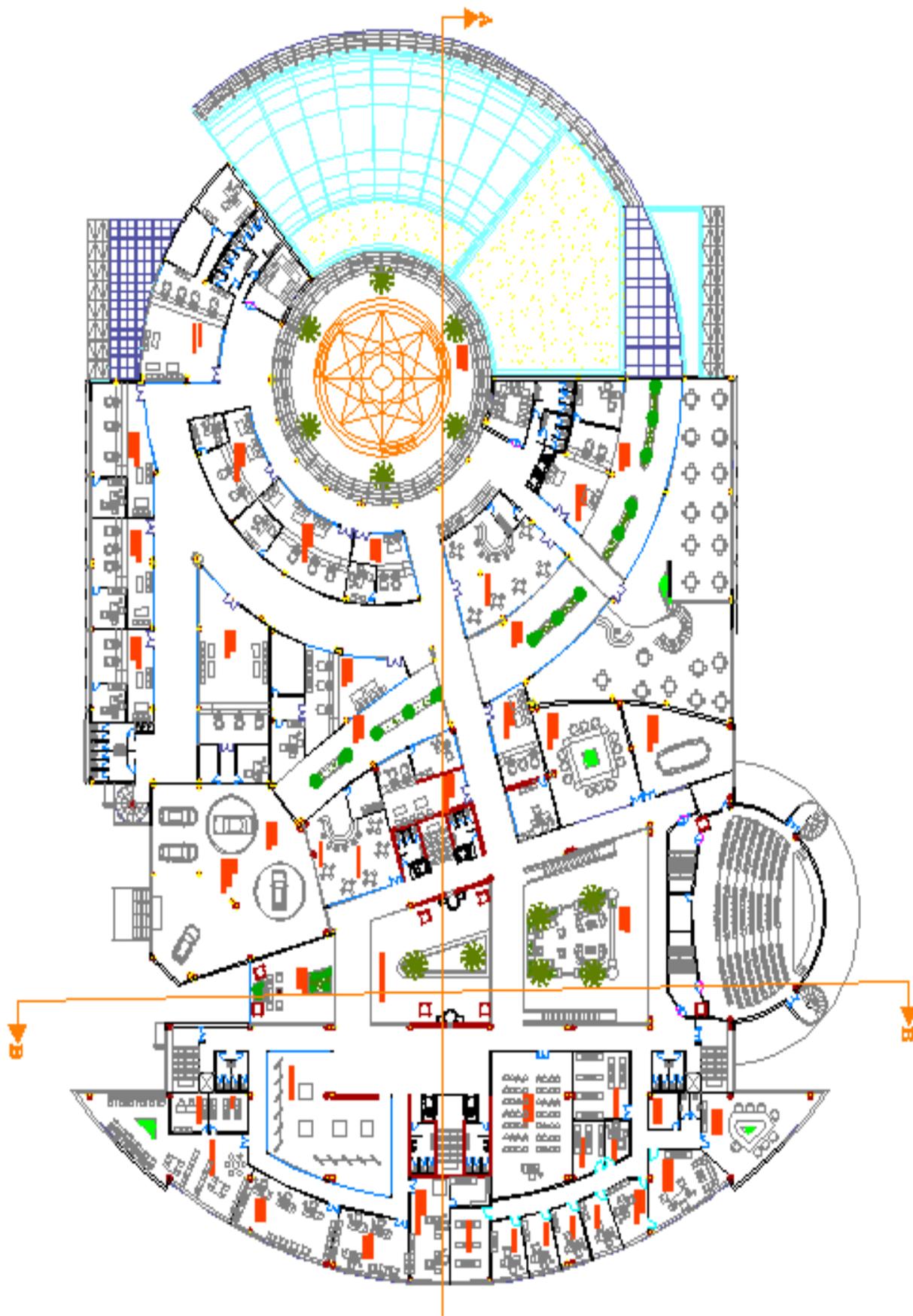


Figure I.4 : Plan architecturale

## I.2. Caractéristique de la Structure :

### I.2.1. Caractéristique géométrique :

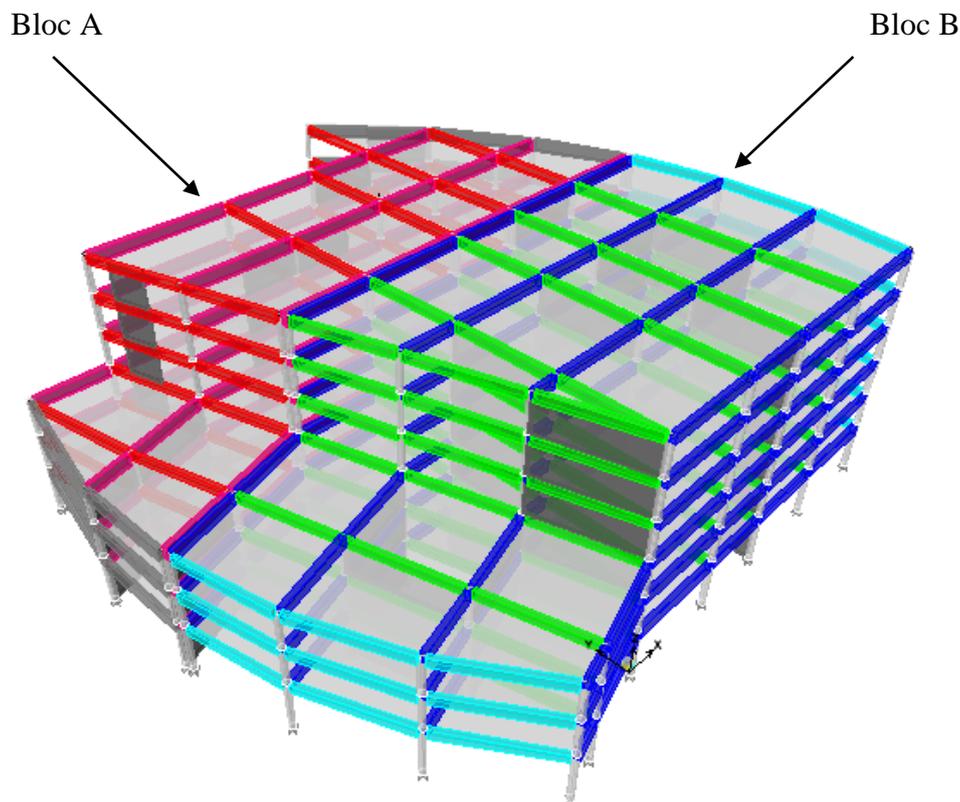
Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- Hauteur du RDC..... 4.86 m
- Hauteur d'étage courant.....3.60 m
- Hauteur de sous-sol.....3,60 m
- Hauteur de la partie à 5 niveaux :.....27,06 m
- Hauteur de la partie à 3 niveaux :..... 15,66 m

### L'hôtel se caractérise par sa forme irrégulière en plan :

L'hôtel est composé de plusieurs blocs séparés par des joints.

Dans notre étude, nous avons choisi d'étudier deux blocs.



**Figure I.5 :** Vue en 3D de l'hôtel (Bloc A, Bloc B)

### I.2.2. Caractéristiques géotechniques du site :

Le sol présente les caractéristiques suivantes :

Meuble (S3) avec une capacité portante de :

- $\sigma = 2$  bars.
- Un ancrage de 2,5 m.

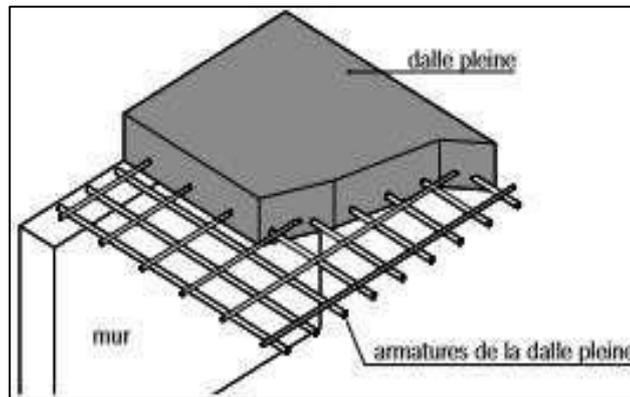
**Description structurale :**

- **Ossature :**

L'ossature de notre ouvrage est constituée par un système mixte portiques et voiles.

- **Les Planchers**

Vu les forme géométrique des blocs étudiés, leurs usage et les grandes portées, nous avons choisi un plancher de type dalle pleine.



**Figure I.6 :** Plancher dalle pleine

- **Escalier et ascenseur :**

La structure comporte deux types d'escaliers et plusieurs cages d'ascenseur.

- **Terrasse :**

Notre projet comporte un seul type de terrasse, il s'agit d'une terrasse Inaccessible.

- **Parois en verre :**

Les murs extérieurs de l'hôtel sont réalisés en verre.

Parois extérieures en verre :

Verre :  $\gamma_{verre} = 25 \text{ kN/m}^3$

Epaisseur : 25mm

$P_{verre} = \gamma_v \times ep \times h_{étage}$

- **Infrastructure :**

Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- 1- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- 2- Limiter les tassements différentiels.
- 3- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- 4- La contrainte admissible du sol est de **2bars**.

5- La catégorie de site **S3**.

### I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux:

#### I.3.1. Le béton:

Le béton est un mélange composé de Ciment, eau de gâchage, granulats (Sables et gravillons) et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène.

Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis pour la composition de  $1\text{m}^3$  de béton.

Ce matériau résiste bien à la compression mais n'assure pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
- 400 kg de sable  $C_g < 5\text{mm}$ .
- 800 kg de gravillons 3/8, 8/15 et 15/25.
- 175L d'eau de gâchage.

Pour une bonne résistance à la traction, on ajoute des barres d'aciers et le béton devient armé dont le poids volumique de béton armé est de  $25\text{KN/m}^3$ .

#### Résistances mécaniques du béton

##### Résistance 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 32cm de hauteur.

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} & \text{si } f_{c28} \text{ si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right. \quad \text{Et}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} & \text{si } f_{c28} \text{ si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right. \quad \text{Et}$$

##### a- Résistance à la traction :

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

$$\begin{cases} f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa} \\ f_{ij} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa} \end{cases}$$

Et

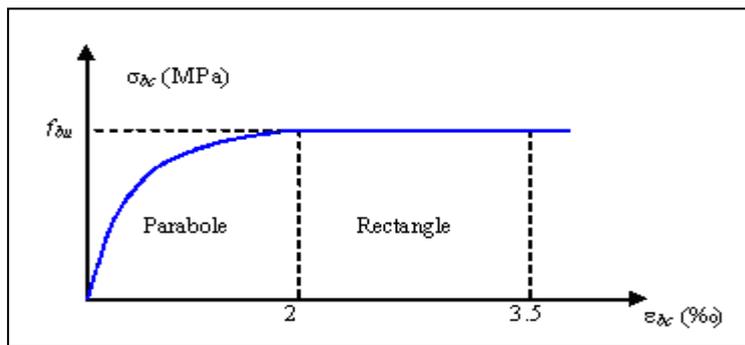
**État limite ultime (ELU) :**

L'état limite ultime : est un état au-delà duquel, le bâtiment n'est plus exploitable, dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage.

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned} - \epsilon_{bc1} &= 2 \text{ ‰} \\ - \epsilon_{bc2} &= \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{MPa} \\ \text{Min}(4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{MPa} \end{cases} \end{aligned}$$



**Figure I.7 :** Diagramme parabole rectangle des Contraintes- Déformations béton

La Contrainte ultime du béton en compression  $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

- 1.5 pour les combinaisons normales ;
- 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est Supérieure à 24 h.
- 0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Dans notre cas  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$ .

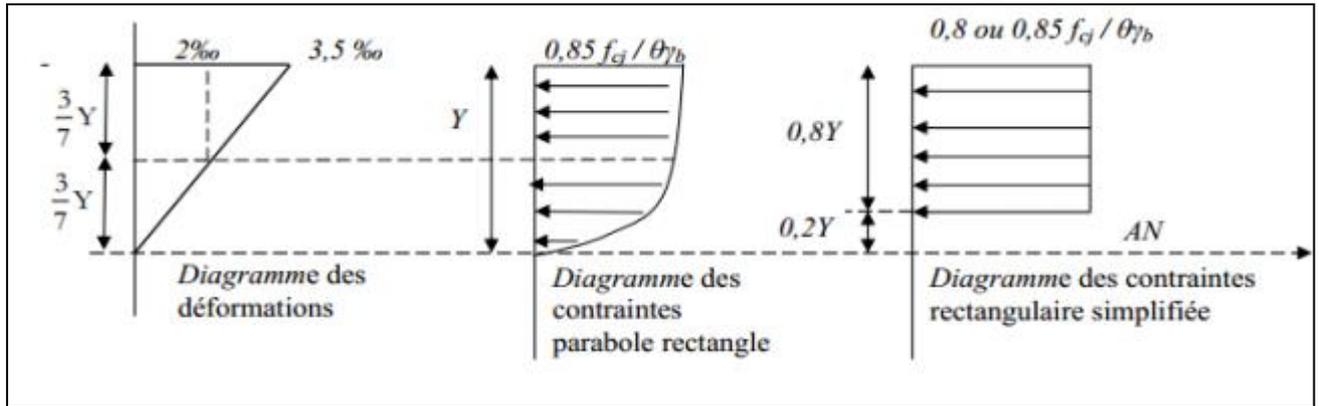


Figure I.8 : Diagramme des contraintes

**Etat limite de service (ELS) :**

L'état limite de service, est un état de chargement au-delà duquel la structure ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour laquelle elle a été construite.

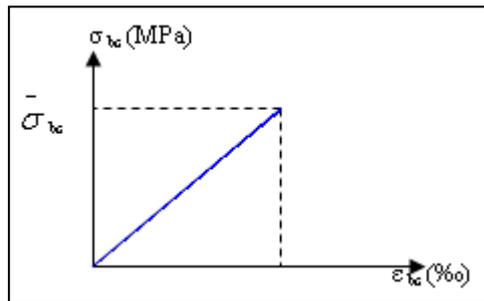


Figure I.9 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

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

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

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **Modules de déformation longitudinale (BAEL A 2.1,2) :**

- **Module de déformation longitudinale différée :**

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, pour des charges d'application de longue durée :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{si} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation instantanée :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h.

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

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale

Le coefficient de poisson selon le BAEL (A 2.1,3) :

- $\nu = 0$  pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

### I-3-2 Acier :

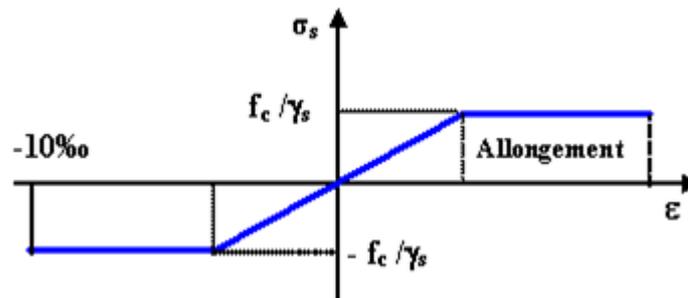
L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction, au cisaillement et à la torsion.

Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Acier naturel FeE215, FeE 235 (pour l'armature transversale).
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500 (pour les armatures longitudinales)
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 3,5$  mm.

### Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation



**Figure I.10 :** Diagramme contrainte-déformation d'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  → Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$  → Cas de situations durable

Rond lisse ( $f_e = 235$  MPa)

- $\sigma_s = 204,34$  MPa Situation durable
- $\sigma_s = 235$  MPa situation

A haute adhérence ( $f_e = 400$  MPa)

- $\sigma_s = 348$  MPa Situation durable

- $\sigma_s = 400MPa$  Situation accidentelle

$$L' \text{allongement relatif de l'acier } \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

### Etat limite de service :

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

- Fissuration peu préjudiciable : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable:

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \text{ avec } \overline{\sigma_s} = \min\left(f_c \times \frac{2}{3}, 110\sqrt{n \cdot f_c 28}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \text{ avec } \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{f_c}{2}, 90\sqrt{n \cdot f_c 28}\right)$$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration

- $\eta = 1$  Pour les ronds lisses (RL).
- $\eta = 1.6$  Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s}$$

Dans notre cas  $\sigma_s = 348MPa$ .

### Règlements utilisés:

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes de calcul suivants:

- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé BAEL91/modifiée99.
- Règles parasismiques algériennes RPA99/version2003.
- Document Technique Réglementaire «DTRB.C.2.2»: Charges permanentes et surcharges d'exploitation

#### I-4 Les hypothèses de calcul (BAELA.4.3.2)

##### a- Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une charge constante dans le temps, elles comprennent:

- Le poids propre de la Structure, le poids de cloison, revêtements, superstructure.

**b- Les actions variables (Q) :**

L'action variable est une charge qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elle comprend :

- Les charges d'exploitation
- Les charges climatiques (Neige et Vent)
- Les effets thermiques

**c- Les actions accidentelles :**

Elles sont des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer:

- Les séismes
- Les explosions
- Les feux
- Les chocs

**A l'état limite ultime (L'ELU) :**

Les sections planes avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli).

- Pas de glissement relatif entre les armatures de l'acier et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée
- Le raccourcissement du béton est limité à : 3,5‰ en flexion simple et composée. 2‰ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à 10‰.
- Le diagramme de déformation d'une section à l'ELU représenté par une droite, doit obligatoirement passer par l'un des pivots A, B, C (règle des trois pivots). Cette règle se fixe comme objectif d'utiliser au mieux le béton et l'acier.

**d- Règle des trois pivots**

- En fonction des sollicitations normales, la rupture d'une section en béton armé peut intervenir:
  - \_ Par écrasement du béton comprimé.
  - \_ Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limite que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B, C appelés pivots.

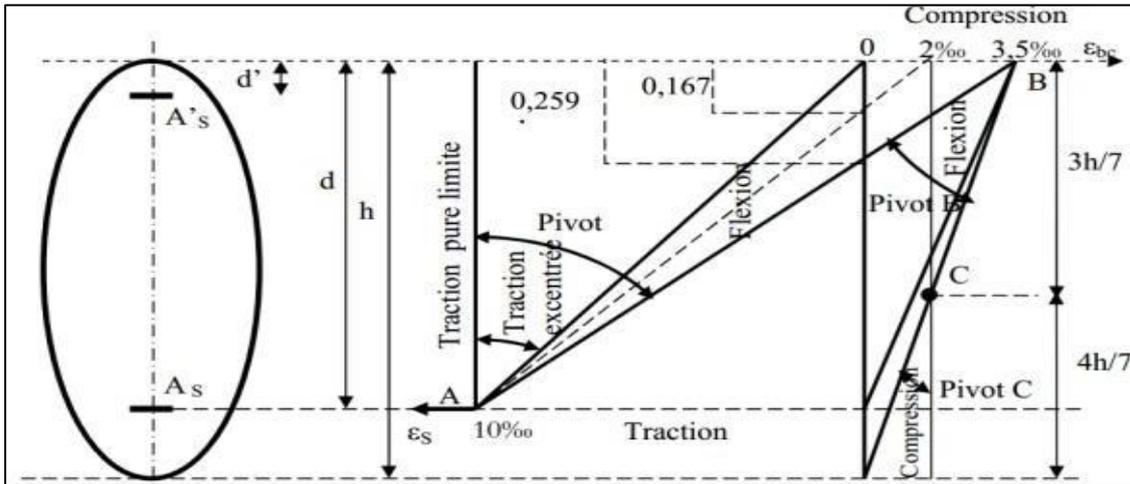


Figure I.11 : diagramme des déformations limitent de la section trois

domaines ①, ②, ③ et trois pivots A, B, C

En résumé :

- **Le pivot A** : Ce domaine correspond aux sollicitations de traction, flexion simple et composée. L'état limite atteint dans l'acier (Allongement unitaire de l'acier : 10 ‰)
- **Le pivot B** : Ce domaine correspond à la sollicitation de flexion avec l'état limite ultime atteint dans le béton (Raccourcissement unitaire du béton: 3.5 ‰)
- **Le pivot C** : Ce domaine correspond à la sollicitation de compression simple ou composée (Raccourcissement unitaire du béton: 2 ‰)

**Les combinaisons de calcul:**

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

Sollicitation durable:

- E.L.U:  $1,35G+1,5Q$
- E.L.S :  $G+Q$

Sollicitation sismique

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

**Récapitulatif** : dans le tableau ci-dessous les hypothèses de calculs adoptés pour cette étude

La résistance à la compression du béton à 28 jours	$f_{c28}=25 \text{ MPa}$
La résistance à la traction du béton	$f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$
Contrainte ultime du béton en compression	$f_{bu}=14,17 \text{ MPa}$
Le module d'élasticité instantané de béton	$E_{i28}=32164,195 \text{ MPa}$
Le module d'élasticité différé de béton	$E_{i28}=10818,865 \text{ MPa}$
Contrainte limite de l'acier	$\sigma_s=348 \text{ MPa}$
Armatures longitudinales	H.A feE400 $f_e = 400 \text{ MPa}$
Armatures transversales	R.L fe235 $f_e = 235 \text{ MPa}$
Treillis soudés (de la dalle de compression)	H.A feE400 $f_e = 400 \text{ MPa}$

**Tableau I.1** : Hypothèses de calculs

**Chapitre II :**  
**Pré dimensionnement Des**  
**éléments structuraux**

**II. INTRODUCTION**

Le but de pré dimensionnement est de déterminer les dimensions des sections des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les conditions du béton aux états limites (BAEL) ainsi que exigences du RPA99/V2003.

**II.1. Pré dimensionnement des planchers à dalle pleine :**

Il consiste à la Détermination de l'épaisseur des planchers :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 et 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion simple.

D'après les règles **BAEL 91** on a :

**L<sub>x</sub>** : La petite portée du panneau le plus sollicitée mesurée entre axe.

L'épaisseur de la dalle pleine **h<sub>0</sub>** dépend **L<sub>x</sub>**  $\Rightarrow h_0 \geq \frac{l_x}{40}$ .

**Bloc A :**

**Cas 01 :**

L<sub>x</sub> : 8,40 m

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \Rightarrow h_0 \geq \frac{840}{40} \geq 21 \text{ cm}$$

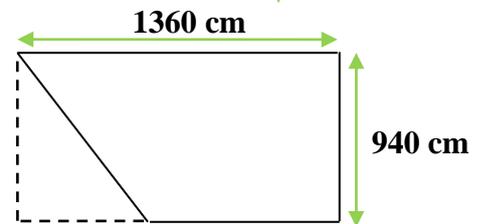
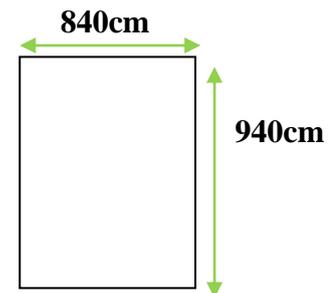
On prend : h<sub>0</sub> = 25 cm

**Cas 02 :**

L<sub>x</sub> : 9,40 m

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \Rightarrow h_0 \geq \frac{940}{40} \geq 23,5 \text{ cm}$$

On prend : h<sub>0</sub> = 25 cm



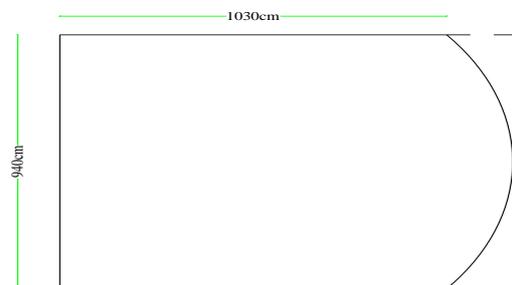
**Bloc B :**

**Cas 01 :**

L<sub>x</sub> : 9,40 m

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \Rightarrow h_0 \geq \frac{940}{40} \geq 23,5 \text{ cm}$$

On prend : h<sub>0</sub> = 25 cm

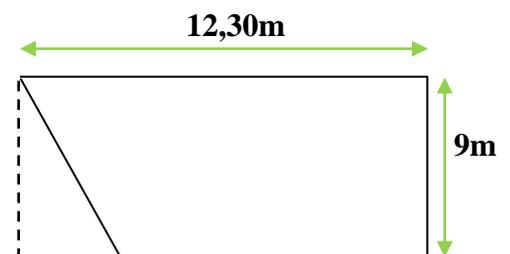


**Cas 02 :**

L<sub>x</sub> : 9,00 m

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \Rightarrow h_0 \geq \frac{900}{40} \geq 22,5 \text{ cm}$$

On prend : h<sub>0</sub> = 25 cm



Donc  $h_0 = 25$  cm.

**Surcharge d'exploitation :**

Usages	Q [KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	2,5
RDC	2,5

**Tableau II.1 :** Surcharge d'exploitation

**Charge permanente :**

**Plancher dalle pleine**

**Plancher terrasse inaccessible :**

Les couches	L'épaisseur (cm)	Poids volumique (kg/m <sup>2</sup> )	Poids "G" (KN/ m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon	5	17	0,85
Etanchéité multicouche	2	6	0,12
Forme de pente	10	22	2,2
Isolation thermique	4	4	0,16
Dalle pleine	25	25	6,25
Enduit en plâtre	2	10	0,2
<b>Total</b>			<b>9,78 KN/ m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.2 :** Charge permanente plancher terrasse inaccessible

**Planchers étages courants et RDC :**

Les couches	L'épaisseur (cm)	Poids volumique (kg/m <sup>2</sup> )	Poids "G" (KN/ m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0,4
Chape de mortier	2	20	0,4
Lit de sable	2	17	0,34
Isolation acoustique	5	10	0,5
Dalle pleine	25	25	6,25
Installation technique	5	10	0,5
<b>Total</b>			<b>8,39KN/ m<sup>2</sup></b>

**Tableau II.3 :** Charge permanente planchers étages courants et RDC

**II.2. Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments structuraux chargés de la transmission de la charge verticale appliquée sur le plancher aux éléments porteurs verticaux (poteaux et voiles). Il existe deux types : poutres principales et poutres secondaires.

Selon le **B.A.E.L. 91**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \\ h/b \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} h : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ les plus grands portés} \end{array}$$

D'après le **RPA 99/version 2003 :**

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

- **Bloc A :**
  - **Poutre principales :  $L_{\max} = 13,60 \text{ m}$**

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1360}{15} \leq h \leq \frac{1360}{10} \Rightarrow 90,66 \text{ cm} \leq h \leq 136 \text{ cm} \Rightarrow h = 120 \text{ cm} \\ 0,3 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq b \leq 84 \text{ cm} \Rightarrow b = 45 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{120}{45} = 2,66 \text{ cm} \leq 3 \end{array} \right.$$

**Vérification :**

Selon le **RPA 99/v2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 120 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 45 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 2,66 \leq 4 \end{array} \right.$$

Les Conditions sont vérifiées .

La Section des poutres principales :  **$(b \times h) = (45 \times 120) \text{ cm}^2$** .

- **Poutres secondaires :  $L_{\max} = 9,80 \text{ m}$**

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{980}{15} \leq h \leq \frac{980}{10} \Rightarrow 65,3 \text{ cm} \leq h \leq 98 \text{ cm} \Rightarrow h = 85 \text{ cm} \\ 0,3 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 25,5 \text{ cm} \leq b \leq 59,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 40 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{85}{40} = 2,13 \text{ cm} \leq 3 \end{array} \right.$$

**Vérification :**

Selon le **RPA 99/v2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 85 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 2,13 \text{ cm} \leq 4 \end{array} \right.$$

Les Conditions sont vérifiées .

La Section des poutres secondaires :  $(b \times h) = (40 \times 85) \text{ cm}^2$ .

- **Poutres courbées :**  $L_{\max} = 13,20 \text{ m}$

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1320}{15} \leq h \leq \frac{1320}{10} \Rightarrow 88 \text{ cm} \leq h \leq 132 \text{ cm} \Rightarrow h = 120 \text{ cm} \\ 0,3 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq b \leq 84 \text{ cm} \Rightarrow b = 45 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{120}{45} = 2,66 \text{ cm} \leq 3 \end{array} \right.$$

**Vérification :**

Selon le **RPA 99/v2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 120 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 45 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 2,66 \text{ cm} \leq 4 \end{array} \right.$$

Les Conditions sont vérifiées .

La Section des poutres courbées :  $(b \times h) = (45 \times 120) \text{ cm}^2$ .

• **Bloc B :**

- **Poutres principales :**  $L_{\max} = 12,30 \text{ m}$

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1230}{15} \leq h \leq \frac{1230}{10} \Rightarrow 82,2 \text{ cm} \leq h \leq 123 \text{ cm} \Rightarrow h = 100 \text{ cm} \\ 0,3 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq b \leq 70 \text{ cm} \Rightarrow b = 45 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{100}{45} = 2,22 \text{ cm} \leq 3 \end{array} \right.$$

**Vérification :**

Selon le **RPA 99/v2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 100\text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 45\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 3\text{ cm} \leq 4 \end{array} \right.$$

Les Conditions sont vérifiées.

La Section des poutres principales :  $(b \times h) = (45 \times 100)\text{ cm}^2$ .

- **Poutres secondaires :**  $L_{\max} = 9,80\text{ m}$

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{980}{15} \leq h \leq \frac{980}{10} \Rightarrow 65,3\text{ cm} \leq h \leq 98\text{ cm} \Rightarrow h = 85\text{ cm} \\ 0,3 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 25,5\text{cm} \leq b \leq 59,5\text{ cm} \Rightarrow b = 40\text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{85}{40} = 2,13\text{ cm} \leq 3 \end{array} \right.$$

**Vérification :**

Selon le **RPA 99/v2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 85\text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 40\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 2,13\text{cm} \leq 4 \end{array} \right.$$

Les Conditions sont vérifiées.

La Section des poutres courbée :  $(b \times h) = (40 \times 85)\text{ cm}^2$ .

- **Poutres courbée :**  $L_{\max} = 990\text{cm}$

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\frac{990}{15} \leq h \leq \frac{990}{10} \Rightarrow 82,5\text{ cm} \leq h \leq 99\text{ cm} \Rightarrow h = 85\text{ cm}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \Rightarrow 25,5\text{cm} \leq b \leq 59,5\text{ cm} \Rightarrow b = 40\text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{85}{40} = 2,13 \text{ cm} \leq 3$$

**Vérification :**

Selon le **RPA 99/v2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30\text{cm} \Rightarrow h = 85 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \Rightarrow b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 2,13 \text{ cm} \leq 4 \end{array} \right.$$

Les Conditions sont vérifiées.

La Section des poutres courbée :  $(b \times h) = (40 \times 85) \text{ cm}^2$ .

**II.3. Pré dimensionnement des poteaux circulaires :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en compression simple en choisissant les poteaux la plus sollicité dans les deux blocs.

- **Les efforts de compressions dues aux charges d'exploitation Q :**
- **La loi de dégression :**

Étant donné qu'il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

Selon les règles du **[DTR B.C 2.2]**, on a :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

**Avec :**

$$\left\{ \begin{array}{l} n: \text{nombre d' étages.} \\ Q_0: \text{la charge d' exploitation sur la terrasse.} \\ Q_1, Q_2, \dots, Q_n: \text{les charge d' exploitation respectivement de haut vers le bas.} \end{array} \right.$$

Niveau	Q (KN/m <sup>2</sup> )	La loi de dégression (KN/m <sup>2</sup> )	La charge Q cumulée (KN/m <sup>2</sup> )
Terrasse	Q <sub>0</sub> =1	q <sub>0</sub> = Q <sub>0</sub> =1	<b>1</b>
5	Q <sub>1</sub> =2.5	q <sub>1</sub> = Q <sub>1</sub> =Q <sub>0</sub> + Q <sub>2</sub>	<b>3.5</b>
4	Q <sub>2</sub> =2.5	q <sub>2</sub> = Q <sub>0</sub> + 0,95(Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> )	<b>5.75</b>
3	Q <sub>3</sub> =2.5	q <sub>3</sub> = Q <sub>0</sub> + 0,90(Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> )	<b>7.75</b>
2	Q <sub>4</sub> =2.5	q <sub>4</sub> =Q <sub>0</sub> + 0,85(Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> )	<b>9.5</b>
1	Q <sub>5</sub> =2.5	q <sub>5</sub> = Q <sub>0</sub> + 0,80(Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> )	<b>11</b>
RDC	Q <sub>6</sub> =2.5	q <sub>6</sub> = Q <sub>0</sub> + 0,75(Q <sub>1</sub> + Q <sub>2</sub> + Q <sub>3</sub> + Q <sub>4</sub> + Q <sub>5</sub> + Q <sub>6</sub> )	<b>12.25</b>

Tableau II.4 : Dégression des surcharges d’exploitations Q en fonction du nombre d’étages

- **Bloc A :**
- **La section afférente du poteau le plus sollicité :**

$$S = [ (4.05+ 6.8) + (4.5 + 4.5) \times (4.7 + 4.5) / 2 ] = 91.3 \text{ cm}^2$$

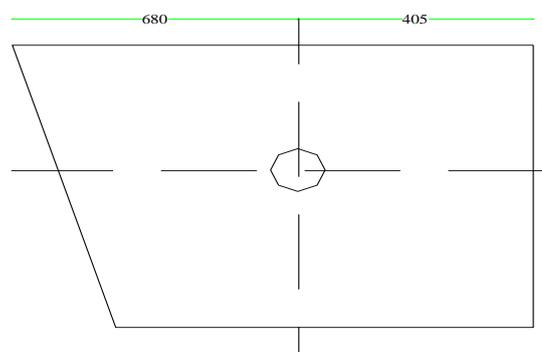


Figure II .1: Poteau le plus sollicité

- **Calcul de l’effort normal sollicitant les poteaux N<sub>U</sub> :**
- **Les efforts de compression dus aux charges permanentes NG :**

**La terrasse : G = 9,78 KN / m<sup>2</sup>**

$$N_{GT} = S \times G = 9,78 \times 91,3 = 892,91 \text{ KN}$$

**Etage courant + le RDC : G = 8,39 KN / m<sup>2</sup>**

$$N_{GEC} = n \times S \times G = 6 \times 8,39 \times 91,3 = 4596,04 \text{ KN}$$

**Poids propre des poutres principales :**

$$P_{PP} = \gamma_{BX} b \times h \times L \times n = 25 \times 1,2 \times 0,45 \times 10,85 \times 6 = 878,85 \text{ KN}$$

**Poids propre des poutres secondaires :**

$$P_{PS} = \gamma_{BX} b \times h \times L \times n = 25 \times 0,85 \times 0,4 \times 9,2 \times 6 = 469,2 \text{ KN}$$

**Poids propre des poutres courbées :**

$$P_{PC} = \gamma_{BX} b \times h \times L \times n = 25 \times 1,2 \times 0,45 \times 13,2 \times 6 = 1069,2 \text{ KN}$$

**On majore les efforts de 10%**

$$N_G = 1,1 \times (N_{GT} + N_{GEC} + P_{PP} + P_{PS} + P_{PC}) = 1,1 \times (878,85 + 469,2 + 1069,2 + 4596,04) \\ = 7714,62 \text{ KN}$$

- **Les efforts de compression due aux surcharges d'exploitation NQ :**

**La terrasse : Q = 1 KN / m<sup>2</sup>**

$$N_{QT} = S \times Q = 1 \times 91,3 = 91,3 \text{ KN}$$

**Etage courant + le RDC : Q = 2,5 KN / m<sup>2</sup>**

$$N_{QEC} = n \times S \times Q = 6 \times 2,5 \times 91,3 = 1369,5 \text{ KN}$$

**On majore les efforts de 10%**

$$N_Q = 1,1 \times (N_{QT} + N_{QEC}) = 1,1 \times (91,3 + 1369,5) = 1606,88 \text{ KN}$$

**Donc :**

$$N_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_U = 1,35 \times (7714,62) + 1,5 \times (1606,88) = 12825,06 \text{ KN}$$

• **Détermination de la section du poteau :**

L'effort normal de compression ultime  $N_u$  agissant sur le poteau doit être au plus égale :

$$\left\{ N_u \leq \alpha \frac{B_R \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_S \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$$

Avec :

$N_u$  = effort normal ultime (compression) .

$B_r$  = Section réduite du poteau ;  $B_r = \frac{\pi(D-2)^2}{4}$  [cm]<sup>2</sup>

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

$\gamma_b$  = coefficient de sécurité du béton  $\gamma_b = 1,5$ .

$A_s$  = Section d'armatures longitudinales ;  $A_s = 0,9\% B$  (ZoneIII)

$\gamma_s$  = coefficient de sécurité de l'acier  $\gamma_s = 1,15$ .

$f_c$  = limite élastique de l'acier.  $f_e = 400 \text{ MPA}$ .

$\alpha$  = Facteur réducteur de  $N_u$ , il est en fonction de  $\lambda$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0,2 \left\{\frac{\lambda}{35}\right\}\right]} & \text{Si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 L_0}{i} ;$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} ;$$

Pour une section circulaire

- Section du béton  $B = \frac{\pi D^2}{4}$  ;
- Moment d'inertie  $I = \frac{\pi D^4}{64}$  ;
- Section réduite  $B_r = \frac{(\pi(D-2)^2)}{4}$  ;

$\lambda$  : Elancement mécanique d'une pièce comprimée

$L_f$  : Longueur de flambement

$i$  : rayon de giration

$B$  : surface de la section du béton .

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement.

- **Détermination du diamètre du poteau D :**

$$h_0 = 480 \text{ cm}$$

$$D_1 \geq \frac{L_f}{9} = \frac{0,7L_0}{9} = \frac{0,7 \times 4,8}{9} = 37,33 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\pi \times D^2 \times 4}{64 \times \pi \times D^2}} = \sqrt{\frac{D^2}{10}} = 0,25D \text{ Avec :}$$

$$I = \frac{\pi D^2}{64} \text{ et } B = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times L_0}{0,25 D} = \frac{0,7 \times 480}{0,25 \times 37,33} = 36$$

- **Détermination de D<sub>2</sub> :**

Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime N<sub>u</sub> doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = \frac{\pi(D-2)^2}{4} = 0,785(D-2)^2$$

$$A_s = 0,9\% \times B_r = 0,007 (D-2)^2 \dots\dots\dots(\text{Zone III})$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{36}{35}\right)^2\right]} = 0,702$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ;$$

$$N_u \leq 0,702 \left[ \frac{0,785 \times (D_2-2)^2 \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,007 \times (D_2-2)^2 \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 0,702 [1,45(D_2 - 2)^2 + 0,24(D - 2)^2]$$

$$12825,06 \leq 1,19 (D - 2)^2$$

$$(D_2 - 2) \geq \sqrt{\frac{12825,06}{1,19}} = 103,81$$

$$D_2 = 103,81 + 2 = 105,81 \text{ cm}$$

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$D \geq \min ( D_1 ; D_2 )$$

$$D \geq \min( 37, 33 ; 105,81 )$$

$$D \geq 37, 33 \text{ cm}$$

On prend : **D = 60 cm**

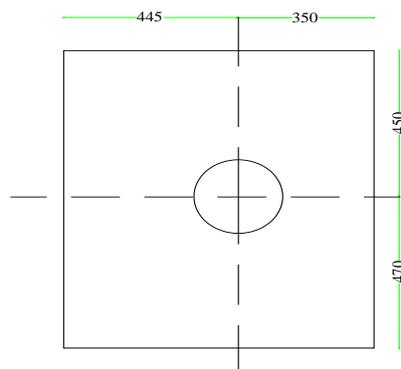
Vérification des conditions du R.P.A 99/2003 (zone III) :

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 35 \Rightarrow 60 \geq 35\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ D \geq \frac{h_e}{15} \Rightarrow 60 \geq \frac{480}{15} = 32 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- Pour les poteaux du bloc (B), les résultats du calcul sont résumés comme suite :

La section affecte du poteau le plus sollicité

$$S = [ (4,45 + 3,5) \times (4,5 + 4,7) ] = 73,14 \text{ cm}^2$$



**Figure II .2:** Poteau le plus sollicité

- **Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux  $N_U$  :**
- **Les efforts de compression dus aux charges permanentes  $N_G$  :**

**La terrasse :  $G = 9,78 \text{ KN} / \text{m}^2$**

$$N_{GT} = 715,31 \text{ KN}$$

**Etage courant + le RDC :  $G = 8,39 \text{ KN} / \text{m}^2$**

$$N_{GEC} = 3681,87 \text{ KN}$$

**Poids propre des poutres principales :**

$$P_{PP} = 536,63 \text{ KN}$$

**Poids propre des poutres secondaires :**

$$P_{PS} = 469,2 \text{ KN}$$

**Poids propre des poutres courbées :**

$$P_{PC} = 504,9 \text{ KN}$$

**On majore les efforts de 10%**

$$N_G = 5907,91 \text{ KN}$$

- **Les efforts de compression due aux surcharges d'exploitation NQ :**

**La terrasse : Q = 1 KN / m<sup>2</sup>**

$$N_{QT} = 73,14 \text{ KN}$$

**Etage courant + le RDC : Q = 2,5 KN / m<sup>2</sup>**

$$N_{QEC} = 1097,1 \text{ KN}$$

**On majore les efforts de 10%**

$$N_Q = 1287,26 \text{ KN}$$

**Donc :**

$$N_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_U = 1,35 \times 5907,91 + 1,5 \times 1287,26 = 9906,57 \text{ KN}$$

- **Détermination de la section du poteau :**

L'effort normal de compression ultime Nu agissant sur le poteau doit être au plus égale :

$$N_u \leq \alpha \left\{ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$$

**Détermination du diamètre du poteau D :**

$$h_0 = 480 \text{ cm}$$

$$D_1 \geq \frac{L_f}{9} = 37,33 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\pi \times D^2 \times 4}{64 \times \pi \times D^2}} = \sqrt{\frac{D^2}{10}} = 0,25D \text{ Avec :}$$

$$I = \frac{\pi D^2}{64} \text{ et } B = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times L_0}{0,25 D} = \frac{0,7 \times 480}{0,25 \times 37,33} = 36$$

**Détermination de D :**

Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime Nu doit être :

$$N_U \leq \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[ 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} = \frac{0,85}{\left[ 1 + 0,2 \left( \frac{36}{35} \right)^2 \right]} = 0,702$$

$$N_u \leq 0,702 \left[ \frac{0,785 \times (D_2 - 2)^2 \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,007 \times (D_2 - 2)^2 \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 0,702 [1,45(D_2 - 2)^2 + 0,24(D - 2)^2]$$

$$9906,57 \leq 1,19 (D - 2)^2$$

$$(D_2 - 2) \geq \sqrt{\frac{9906,57}{1,19}} = 91,24 \text{ cm}$$

$$D_2 = 91,24 + 2 = 93,24 \text{ cm}$$

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$D \geq \min ( D_1 ; D_2 )$$

$$D \geq \min(37, 33 ; 93,24)$$

$$D \geq 37, 33 \text{ cm}$$

On prend : **D = 60cm**

Vérification des conditions du **R.P.A 99/2003** (zone III) :

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 35 \Rightarrow 60 \geq 35 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ D \geq \frac{h_e}{15} \Rightarrow 60 \geq \frac{480}{15} = 32 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**II.4. Pré dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Le R.P.A 99 version 2003, considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4a ; a \geq \frac{h_e}{25}$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min =15 cm)

h<sub>e</sub> : hauteur d'étage (4,80m)

$$a \geq \frac{486}{25} = 19,44 \text{ cm soit On prend : } a = 20\text{cm.}$$

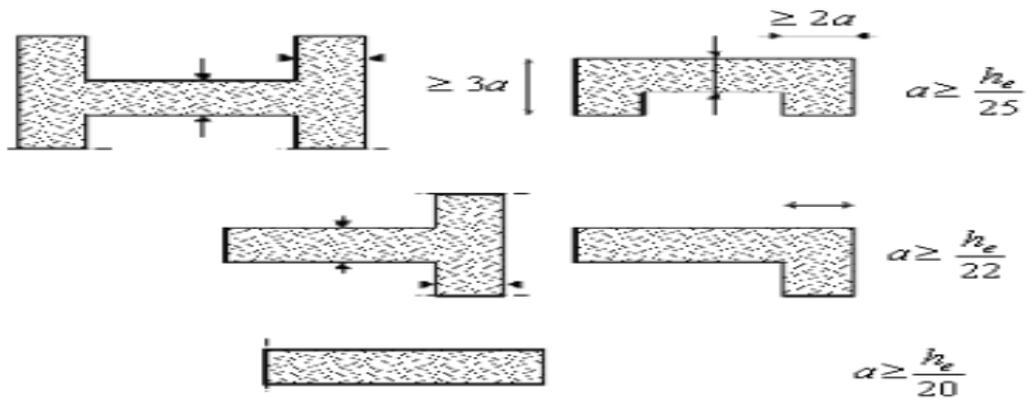


Figure II .3 : Coupe de voile en plan

# **Chapitre III :**

## **Etude des éléments secondaires**

### III. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre nous avons étudié les éléments secondaires : « Acrotère, dalle d'ascenseur et Escaliers (droit et hélicoïdal) ».

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91**, et en respectant le règlement Parasismique Algérien **RPA99/v2003**.

#### III.1. Acrotère :

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

##### Dimensions :

Hauteur :  $H_t = 60 \text{ cm}$

Epaisseur :  $e_p = 10 \text{ cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère selon le schéma statique de la figure cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

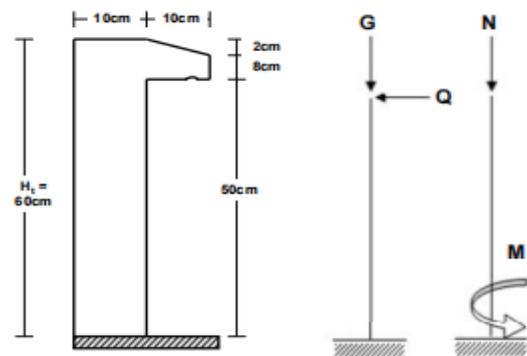


Figure III.1 : schéma statique de l'acrotère

#### III.1.1. Calcul des sollicitations :

##### Poids propre :

$$S = \left[ 0,6 \times 0,1 + \frac{(0,08+0,10) \times 0,10}{2} \right] = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN / ml}$$

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

##### Surcharge :

Une surcharge due à l'application d'une main courante :  $Q = 1 \text{ KN/m}$

$$N_u = 1,35G \times 1 = 1,35 \times 1,725 \times 1 = 2,33 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5.Q.H = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

##### Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable

On prend  $C = C' = 2 \text{ cm}$

**Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,33} = 0,39 \text{ m}$$

**Calcul du centre de pression :**

$$ep/2 = 0,10/2 = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

**Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :**

$$M_u = N_u \times \left[ e + \frac{h}{2} - c \right]$$

$$M_u = 2,33 \times \left[ 0,39 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right] = 0,979 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') \times N_u - M_u \leq (0,337 \times h - 0,81 \times c') \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = (0,09 - 0,02) \times 2,33 - 0,9 = -0,737 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c') \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(0,337 \times 0,10 - 0,81 \times 0,02) \times 14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,85 \text{ KN.m}$$

$$-0,979 \text{ KN.m} < 24,85 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$$

**III.1.2. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :**

$$M_u = 0,979 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,979 \times 10^3}{100 \cdot 9^2 \cdot 14,2} = 0,00851$$

$$\mu = 0,00851 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00851}) = 0,01068$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,01068 = 0,9957 \approx 0,996$$

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

On calcule :

$A_{f_s}$  = section d'armatures en flexion simple

$$A_{fs} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,979 \times 10^3}{100 \cdot 9^2 \cdot 14,17} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,33 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :**

**a- Armatures principales :**

$$N_{ser} = N_G = 1,725 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,725} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

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

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{(e_{ser} - 0,45 \times d)}{(e_{ser} - 0,185 \times d)} = 0,23 \times \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{(35 - 0,45 \times 9)}{(35 - 0,185 \times 9)} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4Ø6 ml** →  **$A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$**  avec  **$S_t = 25 \text{ cm}$**

**b- Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **4Ø6 ml** →  **$A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$**  avec  **$S_t = 25 \text{ cm}$**

### III.1.3 Les vérifications :

#### III.1.3.1 La vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e - c + \frac{h}{2}) = 1,725 \times (0,39 - 0,02 + \frac{0,1}{2}) = 0,72 \text{ kN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - n A_s (d - y) = 0$$

$$n = 15 ; A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

$$\frac{100}{2} y^2 - 15 \times 1,13 (9 - y) = 0$$

$$50y^2 + 16,95y - 152,55 = 0$$

$$y_1 = 1,59 \text{ cm} ; y_2 = -1,92 \text{ cm}$$

On prend :  $y = 1,59$  cm

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 - n A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 1,59^3 - 15 \times 1,13 (9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_b$  :**

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{600}{1064,68} \times 1,59$$

$$\sigma_{bc} = 0,90 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,90 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendu «  $\sigma_{st}$  » :**

Pour une Fissuration préjudiciable, on a:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

Avec  $\eta$ : coefficient de fissuration pour  $HA \geq \phi 6$  mm ;  $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,10} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{600}{1064,68} \times (9 - 1,59) = 62,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 62,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### III.1.3.2. Condition de cisaillement :

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \leq \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

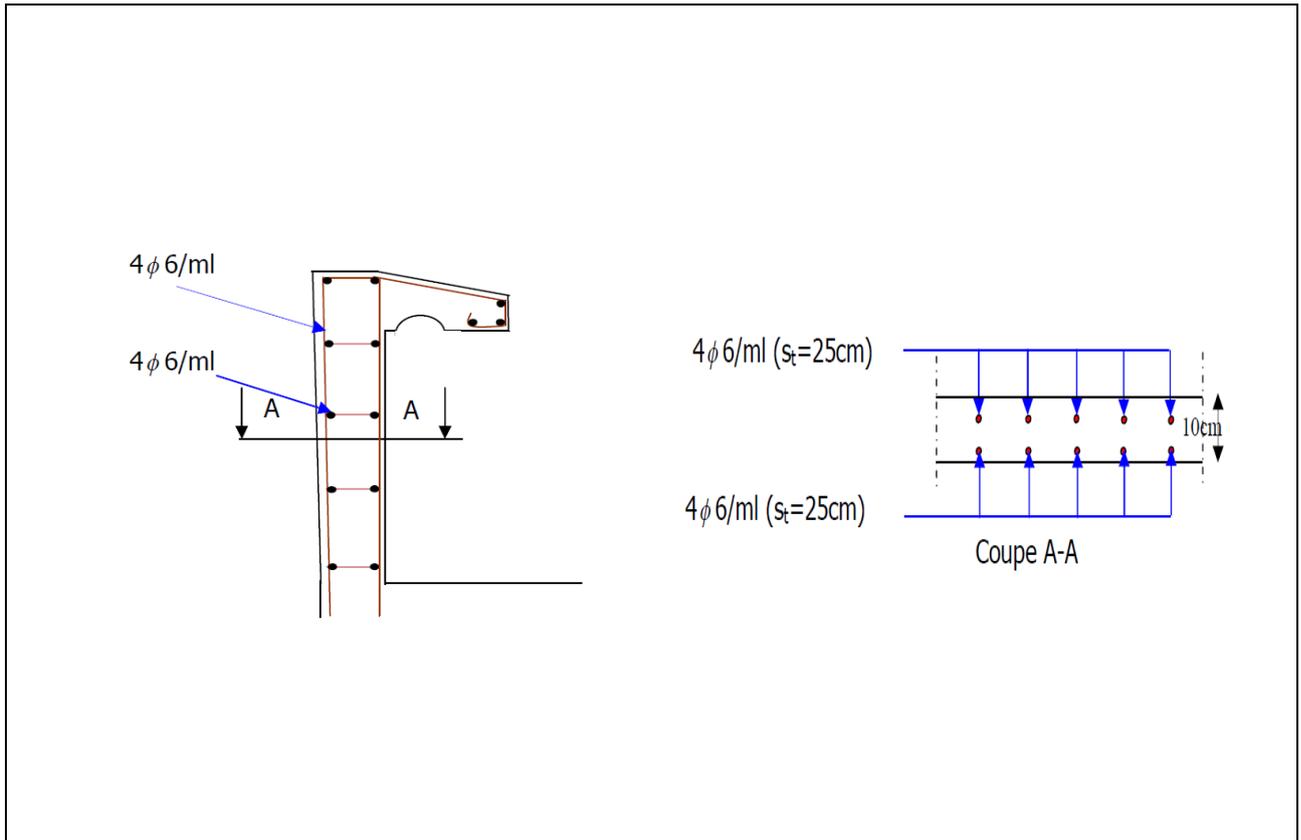


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

### III.2 Escaliers :

#### III.2.1 Présentation du type d'escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie. Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle le contre marche, la cage est le volume où se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

Dans ce projet on a 2 types d'escaliers :

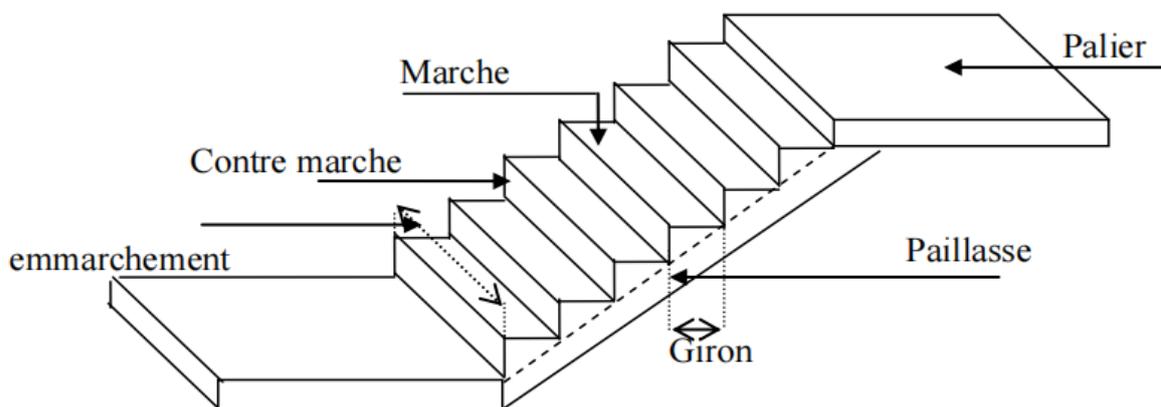


Figure III.3 : Schéma type d'un Escalier

#### III.2.2 Etude d'un escalier droit à deux volées (Type 1) :

##### a. Dimensionnement des marches et contre marches :

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

Donc d'après Blondel on a :

$$59 \leq 2.h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 2.h + g = 64 \text{ cm}$$

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

$$\text{Avec : } H = \frac{he}{2} = \frac{360}{2} = 180 \text{ cm}$$

On prend :

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$n = \frac{180}{18} = 10 \text{ (nombre de contre marche)}$$

Donc :  $n - 1 = 9$  (nombre de marche) .

- La longueur de volée :

$$L = (n-1) \cdot g$$

On a :

$$59 \leq 2 \cdot h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 2 \cdot h + g = 66 \text{ cm} \Rightarrow g = 66 - 2(18) = 30$$

Et puis :

$$L = (n-1) \cdot g$$

$$L = 9 \times 30 = 270 \text{ cm} = 2,7 \text{ m}$$

On vérifie avec la formule de Blondel

$$59 \leq (2 \times 18) + 30 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'angle d'inclinaison :

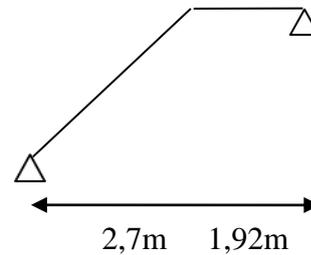
$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} = 0.6 \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,857 \approx 0,86$$

$$l_0 \geq 1,2 \cdot E \text{ et } E = 1,6 \text{ m}$$

$$l_0 \geq 1,2 \times 1,6 = 1,92 \text{ m}$$

On prend :  $l_0 = 1,92 \text{ m}$



**Epaisseur de la paille « ev » :**

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\frac{270}{30 \times 0,86} \leq ev \leq \frac{270}{20 \times 0,86}$$

$$10,47 \leq ev \leq 15,70$$

On prend :  $ev = 20 \text{ cm}$

**Epaisseur de palier « ep » :**

$$ep = \frac{ev}{\cos \alpha} = \frac{20}{0,86} = 23,26$$

On prend :  $ep = 25 \text{ cm}$

III.2.2.1 Descente des charges :

a- Descente des charges de la paillasse :

N°	Désignation	Ep (cm)	Densité KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage horizontal	2	0,20	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	2	0,20	0,40
3	Lit de sable	2	0,18	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical : $(e \times 0,20 \times h/g) = 2 \times 0,20 \times 18/30$	2	0,20	0,24
5	Mortier de ciment vertical : $(e \times 0,20 \times h/g) = 2 \times 0,20 \times 18/30$	2	0,20	0,24
6	Poids propre de la paillasse : $(ev \times 0,25 / \cos \alpha) = 20 \times 0,25 / 0,86$	20	0,25	5,81
7	Poids propre des marches : $(0,22 \times h/2) = 0,22 \times 18/2$	-	0,22	1,98
8	Garde-corps	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre : $(2 \times 0,10) / 0,87$	2	0,10	0,23
				<b>G=9,76KN/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q = 2,5 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau III .1 : Descente des charges de la paillasse

Sollicitation aux Etats limites :

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1 = (1,35 \times 9,76 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,93 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 9,76 + 2,5 = 12,26 \text{ KN/m}$$

b- Descente des charges du palier :

N°	Désignation	Ep (cm)	Densité KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
1	Revêtement en carrelage	2	0,20	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	2	0,20	0,40
3	Lit de sable	2	0,18	0,36
4	Poids propre du palier : $(ep \times 0,25) = (25 \times 0,25)$	25	0,25	0,20
5	Enduit en plâtre	2	0,10	0,20
				<b>G=7,61KN/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q = 2,5KN/m<sup>2</sup></b>

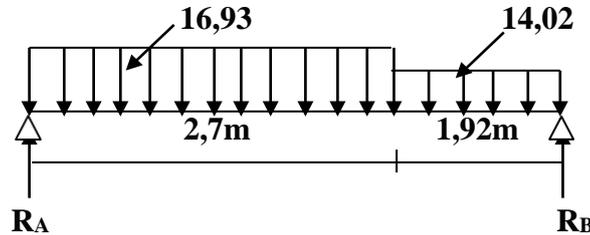
Tableau III .2 : Descente des charges du palier

**Sollicitation aux Etats limites :**

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1 = (1,35 \times 7,61 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 14,02 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 7,61 + 2,5 = 10,11 \text{ KN/m}$$



**Figure III.4 :** Schéma statique de l'escalier

**Déterminations du moment et des efforts tranchants :**

On utilise la méthode de R.D.M

$$\sum F/y = 0 \rightarrow RA + RB = (16,93 \times 2,7) + (14,02 \times 1,92)$$

$$RA + RB = 72,63 \text{ KN} \dots\dots\dots \textcircled{1}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow (-RB \times 4,62) + (16,93 \times \frac{2,7^2}{2}) + (14,02 \times \frac{1,92^2}{2} + 2,7) = 0$$

$$\rightarrow RB = 34,68 \text{ KN}$$

$$RA = \textcircled{1} - RB = 72,63 - 34,68 = 37,95 \text{ KN}$$

**Calcul du Moment :**

Méthode des sections :

**Section1-1 :**  $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

$$M_f(x) = RA \times x - 16,93 \times \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = RA - 16,93 \times x$$

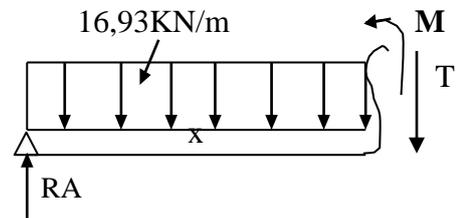
$$\text{Pour : } \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 ; T(0) = 37,95 \text{ KN} \\ x = 2,7 \Rightarrow M(2,7) = 40,75 \text{ KN.m} ; T(2,7) = -7,76 \text{ KN} \end{cases}$$

**Section2-2 :**  $0 \leq x \leq 1,92 \text{ m}$

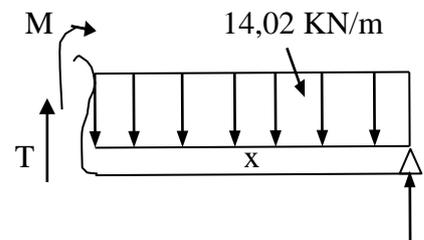
$$M_f(x) = RB \times x - 14,02 \times \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = -RB + 14,02 \times x$$

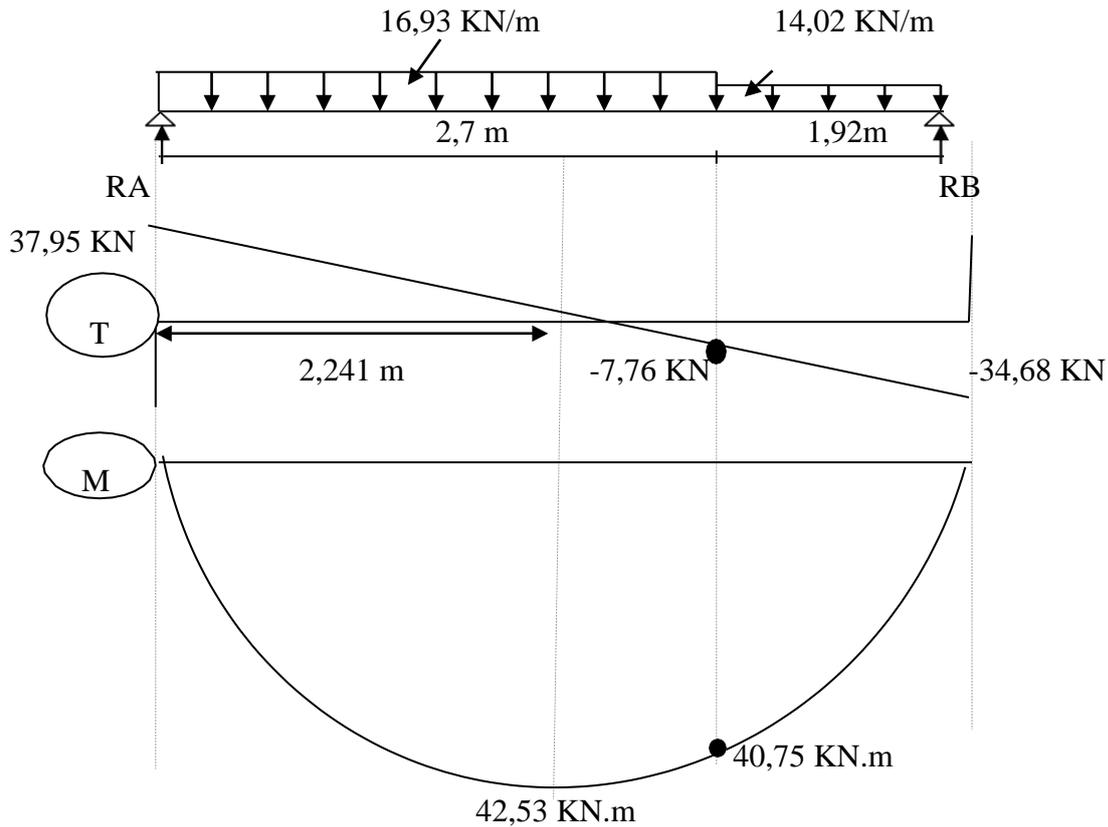
$$\text{Pour : } \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 ; T(0) = 34,68 \text{ KN} \\ x = 1,92 \Rightarrow M(1,92) = 40,75 \text{ KN.m} ; T(1,92) = -7,76 \text{ KN} \end{cases}$$



**Figure III.5 :** schéma de coupe 1-1



**Figure III.6 :** schéma de coupe 2-2



**III.2.2.2 Détermination du Ferrailage :**

$M_0 = M_{max} = 42,53 \text{ KN.m}$

Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0 = 36,15 \text{ KN.m}$

Moment sur appuis :  $M_a = 0,4 M_0 = 17,01 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait pour une bande de 1m

**En travée (paillasse) :**  $(100 \times 20) \text{ cm}^2$

$M_t = 36,15 \text{ KN.m}$

$d = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$

le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36,15 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,079 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$\beta = 0,9585$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{36,15 \times 10^3}{0,9585 \times 18 \times 348} = 6,02 \text{ cm}^2$$

On adopte **6T12 p.m**  $\rightarrow A_s = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T10 p.m** →  $A_r = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Sur appuis (palier) :** (100x25) cm<sup>2</sup>

$$M_a = 17,01 \text{ kN.m}$$

$$d = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,01 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,01 \times 10^3}{0,988 \times 22,5 \times 348} = 2,20 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T10 p.m** →  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T8 p.m** →  $A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.2.2.3 Les vérifications :

#### 1- Condition de non-fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

#### 2- Contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} \quad \text{avec : } T = 34,68 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{34,68 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,193 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33; 5 \text{ MPa} ) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

**3- Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{oser} = 30,76 \text{ KN.m ; de la RDM} \\ M_{tser} = 0,85 \times M_{oser} = 26,15 \text{ KN.m} \Rightarrow A_s = 4,3 \text{ cm}^2 \\ M_{aser} = 0,4 \times M_{oser} = 12,30 \text{ KN.m} \Rightarrow A_s = 1,58 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**- Vérifications des contraintes dans le béton :**

**En travée :**

$$M_{tser} = 26,15 \text{ KN.m}$$

$$A_{ts} = 4,3 \text{ cm}^2 ; A' = 0 ; n = 15 ; d = 18 \text{ cm}$$

**Position de l'axe neutre :**

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

$$\frac{100}{2} y^2 + 15 \times 0 (y - 18) - 15 \times 4,30 (18 - y) = 0$$

$$50 y^2 + 64,5 y - 1161 = 0$$

$$Y_1 = 4,22 ; y_2 = -5,51$$

On adopte :  $y = 4,22 \text{ cm}$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 - n A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 4,22^3 - 15 \times 4,30 (18 - 4,22)^2$$

$$I = 14752,85 \text{ cm}^4$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_b$  :**

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{26,15 \times 10^3}{14752,85} \times 4,22$$

$$\sigma_{bc} = 7,48 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,48 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**En appuis :**

$$M_{a ser} = 12,30 \text{ KN.m}$$

$$A_{ts} = 1,58 \text{ cm}^2 ; A' = 0 ; n = 15 ; d = 22,5 \text{ cm}$$

**Position de l'axe neutre :**

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

$$\frac{100}{2}y^2 + 15 \times 0 (y - 22,5) - 15 \times 1,58 (22,5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 23,7y - 533,25 = 0$$

$$Y_1 = 3,04 ; y_2 = -3,51$$

On adopte :  $y = 3,04$  cm

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 - n A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times 3,04^3 - 15 \times 1,58 (22,5 - 3,04)^2$$

$$I = 9911,47 \text{ cm}^4$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_b$  :**

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{12,30 \times 10^3}{9911,47} \times 3,04$$

$$\sigma_{bc} = 3,77 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**4- Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{lx} = \frac{20}{462} = 0,043$$

$$\frac{M_{tser}}{20 \times M_{0ser}} = \frac{26,15}{20 \times 30,76} = 0,042$$

$$\frac{h}{lx} = 0,043 > \frac{M_{tser}}{20 \times M_{0ser}} = 0,042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

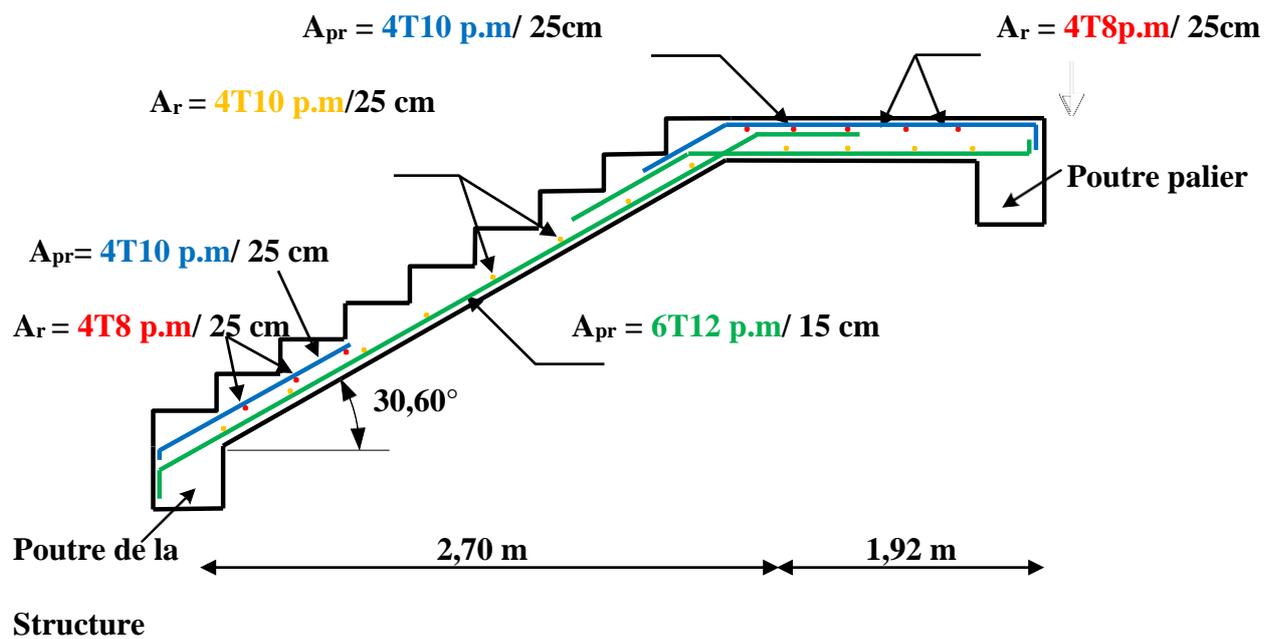
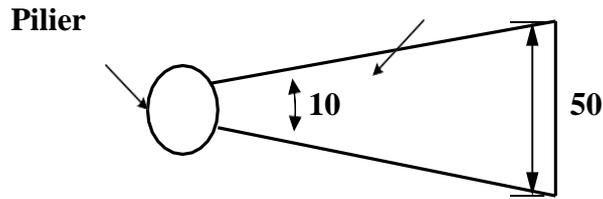


Figure III.7 : schéma du ferrailage de l'escalier

III.2.3 Escalier hélicoïdal balance (type 2) :



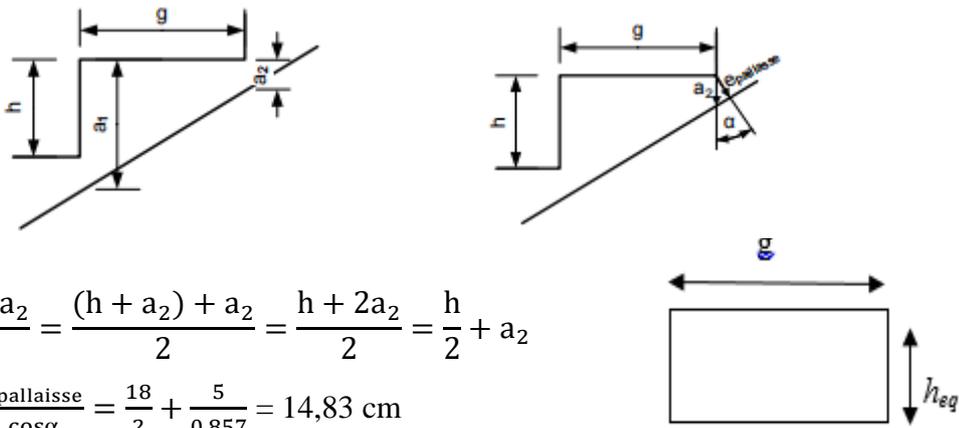
Largeur des marches :  $g = 30\text{cm}$  (au milieu)

$$g = \frac{g_{\max} + g_{\min}}{2} = 30 \text{ cm}$$

Hauteur des marches :  $h = 18$

Epaisseur de la palliasse :  $e_{\text{palliasse}} = 5 \text{ cm}$ .

La section de calcul :



$$h_{\text{eq}} = \frac{a_1 + a_2}{2} = \frac{(h + a_2) + a_2}{2} = \frac{h + 2a_2}{2} = \frac{h}{2} + a_2$$

$$h_{\text{eq}} = \frac{h}{2} + \frac{e_{\text{palliasse}}}{\cos \alpha} = \frac{18}{2} + \frac{5}{0,857} = 14,83 \text{ cm}$$

$$\left( \tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} = 0,6 \right) \Rightarrow \left( \alpha = 30,96 \text{ et } \cos \alpha = 0,857 \right)$$

III.2.3.1 Calcul des charges de la marche + paillasse :

Dans les tableaux suivants la descente de charges des éléments :

N°	Désignation	Ep (cm)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids(KN /m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage horizontal	2	0,2	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	2	0,2	0,4
3	Lit de sable	2	0,18	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $C_h \times h/g$	2	0,2	0,24
5	Mortier de ciment vertical $M_h \times h/g$	2	0,2	0,24
<b>Le poids total des revêtements</b>				<b>1,64</b>

Tableau III.3 : poids total des revêtements

**Poids propre des (marche + paillasse) :**

$$h_{eq} \times \gamma_{BA} \times g = 1,11 \text{ KN/m}$$

$$G = 3,24 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}$$

**Sollicitation aux Etats limites :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 8,12 \text{ KN/m}$$

**Moment de flexion :**

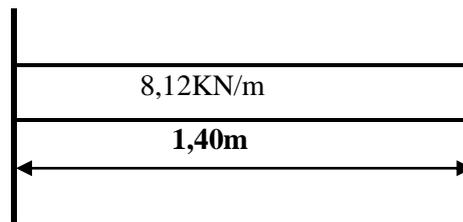
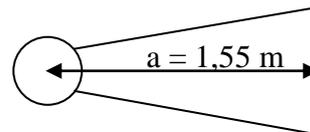


Figure III.8 : Schéma escalier hélicoïdale

$$M_{max} = \frac{2}{3} q a^3$$

$$M_{max} = \frac{2}{3} \times 8,12 \times 1,55^3$$

$$M_{max} = 20,16 \text{ KN.m}$$



**III.2.3.2 Ferrailage :**

$$M_{max} = 20,16 \text{ KN.m} ; d = 0,9 \times h_{eq} = 13,35 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{20,16 \times 10^3}{30 \times 13,35^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow = 0$$

$$A_{marche} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,16 \times 10^3}{0,953 \times 13,35 \times 348} = 4,55 \text{ cm}^2/\text{marche}$$

**Choix :** 3T14/marche ( $A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{marche}$ )

**Armature de réparation :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,62}{4} = 1,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Choix :** 8T6 / marche ( $A_s = 2,26 \text{ cm}^2/\text{marche}$ )

**III.2.3.3. Les vérification :**

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 30 \times 13,35 \times \frac{2,1}{400} = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{min} = 0,48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**1- Les vérifications des contraintes à l'E.L. S :**

$$q_{ser} = G + Q = 3,24 + 2,5$$

$$q_{ser} = 5,74 \text{ KN/m}$$

**Moment de flexion :**

$$M_{ser} = \frac{2}{3} \times q \times a^3 = \frac{2}{3} \times 5,74 \times 1,55^3$$

$$M_{ser} = 14,25 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage :**

$$M_{ser} = 14,25 \text{ KN.m} ; d = 0,9 \times h_{eq} = 13,35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14,25 \times 10^3}{30 \times 13,35^2 \times 14,17} = 0,188 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,25 \times 10^3}{0,895 \times 13,35 \times 348} = 3,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**2- Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M_{0ser} = 14,25 \text{ KN.m} ; A_s = 3,43 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0 ; n = 15 ; d = 13,35 \text{ cm}$$

**Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'(y - d) - nA(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 51,45y - 686,86 = 0 \Rightarrow y = 3,23 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = \frac{100}{3}(3,23)^3 + 15 \times 3,43(13,35 - 3,23)^2$$

$$I = 6392,5 \text{ cm}^4$$

**Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$ :**

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14,25 \times 10^3}{6392,5} \times 3,23 = 7,2 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7,2 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**3- Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u = q \times L = 8,12 \times 1,4$$

$$T_u = 11,37 \text{ KN}$$

**Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{11,37 \times 10^3}{300 \times 133,5}$$

$$\tau_u = 0,284 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

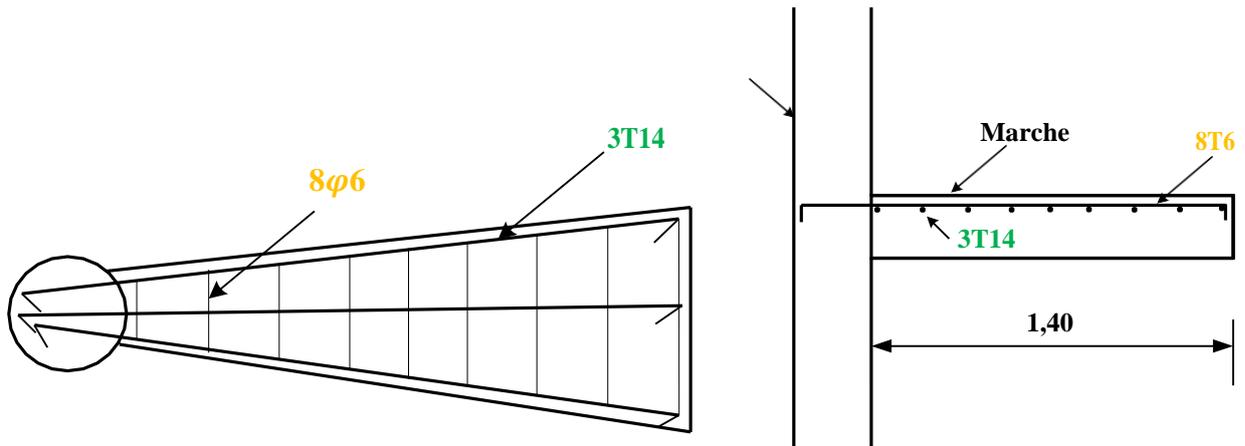
$$\tau_u = 0,284 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**4- Vérification de la flèche :**

$$F = \frac{1}{8} \frac{q \times l^4}{EI} = \frac{1}{8} \frac{8,12 \times 1,40^4}{(32164,19 \times 10^3) \times (8,15 \times 10^5)} = 0,0015 \text{ m}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = 0,0056$$

$$F = 0,0015 \text{ m} \leq F_{adm} = 0,0056 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$



**Figure III.9 :** Ferrailage escalier hélicoïdale

### III.3 Etude de la dalle supportant le moteur de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles)

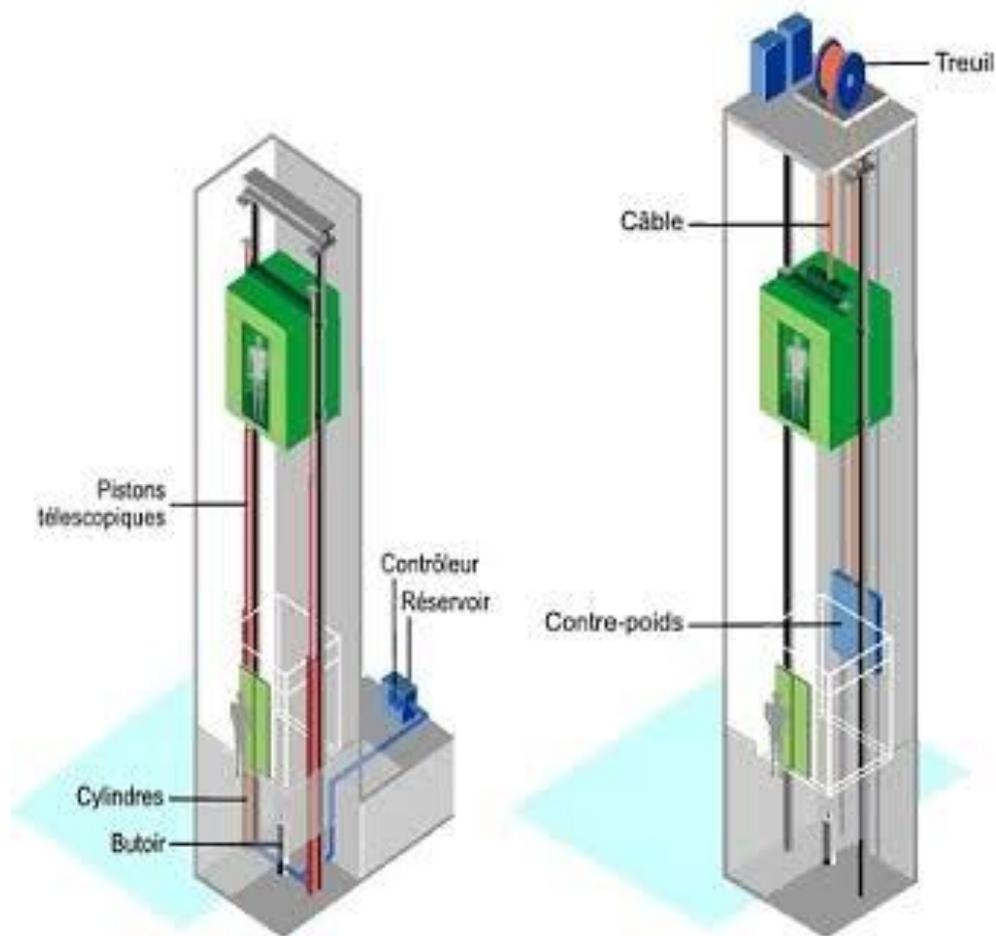


Figure III.10 : Schéma d'un ascenseur

#### III.3.1 Etude de la dalle de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- Treuil de levage et sa poulie
- Cabine ou bien une benne
- Un contre poids

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie le treuil soit :

- $P_m$  « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- $Q$  : la charge en cabine
- $P_p$  : le poids de contrepoids tel que  $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 300 kg pour 4 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m<sup>2</sup>.

Ses dimensions selon (NFP82-22)

- Largeur : 0,70 m
- profondeur : 0,90 m
- hauteur : 2,20 m
- la largeur de passage libre : 0,80 m
- la hauteur de passage libre : 2,00 m
- la hauteur de la course : 22,61 m

La surface latérale

$$S = (2 \times 2,2 \times 0,9 + 2,2 \times 0,7) = 5,5 \text{ m}^2$$

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :  $h_0 = 15 \text{ cm}$

**Poids mort de l'ascenseur**

N°	Désignation	Surface (m <sup>2</sup> )	Charges (Kg)
1	Poids de la cabine	$S=(2 \times 0,9+0,7) \times 2,2=5,5$	$M_1=11,5 \times 5,5 \times 0,7=44,28$
2	Poids de plancher	$S= 2 \times 2,2 =4,4$	$M_2=70 \times 4,4=308$
3	Poids du toit	$S= 2 \times 2,2 =4,4$	$M_3=20 \times 4,4=88$
4	Poids de l'arcade	-	$M_4=60+(60 \times 0,7)=102$
5	Poids de parachute	-	$M_5=100$
6	Poids des accessoires	-	$M_6=80$
7	Poids des polies de moulage	-	$M_7=2 \times 30=60$
8	Poids de la porte de cabine	$S= 2 \times 0,8 = 1,6$	$M_8=80+(1,6 \times 25)=120$

**Tableau III.4 :** Poids mort de l'ascenseur

- Poids mort total :  $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i=902,28 \text{ Kg}$
- Contre poids :  $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 902,28 + \frac{300}{2} = 1052,28 \text{ Kg}$

**III.3.2. Calcul de la charge total  $q_u$** **a) Calcul de la charge de rupture**

La valeur minimale du coefficient de sécurité  $C_s$  est de 12 et le rapport  $D/d$  ( $D$  : diamètre de la poulie

et  $d$  : diamètre du câble), est au minimum égale à 40.

$$\frac{D}{d} = 40 \text{ et } D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,5 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

$C_s$  : Coefficient de sécurité du câble et  $C_s = 13$  mm ;

$C_r$ : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

$M$  : charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

$M_g$  : Poids du câble.

On néglige  $M_g$  devant  $(Q+P_m)$  ( $M_g \ll Q + P_m$ )  $\Rightarrow M=Q+P$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q+P) = 13 \times (300+902,28) = 15629,64 \text{ kg}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire  $C_m$ , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égale à **0,85**.

$$\Rightarrow C_r = \frac{15629,64}{0,85} = 18387,81 \text{ Kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est :  $C_r = C_{r(1\text{câble})} \times m \times n$

Avec :

$m$  : type de mouflage (2brins, 3brins, ...)

$n$  : nombre des câbles

Pour un câble de  $d=12,5$  mm et  $m=2$  on a :  $C_{r(1\text{câble})} = 8152 \text{ Kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1\text{câble})} \times m} = \frac{18387,81}{8152 \times 2} = 1,13 \text{ soit } n = 2 \text{ câble.}$$

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

**b) Le poids des câbles ( $M_g$ ) :**

$$M_g = M_l \times n \times L$$

Avec :

$M_l$  : La masse linéaire du câble,  $M_l = 0,515 \text{ kg / m}$  ;

$n$  : Nombre des câbles,  $n = 2$  ;

$L$  : Longueur du câble,  $L = 22,61 \text{ m}$

$$M_g = M_l \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 22,61 = 23,29 \text{ Kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 300 + 902,28 + 23,29 = 1225,57 \text{ kg}$$

**c) Vérification de  $C_r$  :**

$$C_r = C_{r(\text{cable})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_s = C_r / M = \frac{27716,8}{1225,57} = 22,62 > 12 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Calcul de la charge permanente total  $G$ :**

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) :  $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

$$\text{La charge permanente totale : } G = 902,28 + 1052,28 + 1200 + 23,29 = 3177,85 \text{ kg}$$

La surcharge :  $Q = 300 \text{ kg}$

à L'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 4740,098 \text{ kg}$

à L'ELS :  $q_{\text{ser}} = G + Q = 3477,85 \text{ kg}$

**• Vérification de la dalle au poinçonnement :**

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

La charge totale ultime :  $q_u = 4740,098 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le  $\frac{1}{4}$  de cette charge  $q_u$

Soit :

$q_0$  la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{4740,098}{4} = 1185,03 \text{ kg/m}$$

Selon le B,A,E,L 91/99 (A5.2,42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_u$  : La charge de calcul à l'E.L.U

$h_0$  : Epaisseur totale de la dalle,  $h_0 = 15 \text{ cm}$

$\mu_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

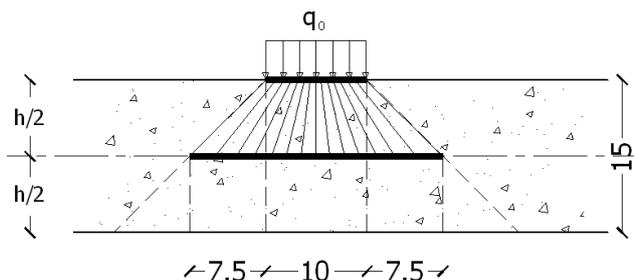
La charge concentrée  $q_0$  est appliquée sur un carrée de  $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

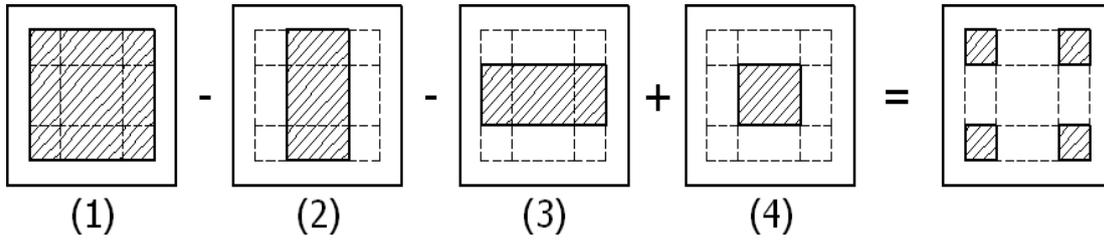
$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$



$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 4740,098 \text{ kg}$$

Donc il n'Ya pas de risque de poinçonnement.

**Evaluation des moments dus aux charges concentrées :**



**Figure III.10 :** Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

**Distances des rectangles**

**Rectangle (1)**

$$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

**Rectangle (2)**

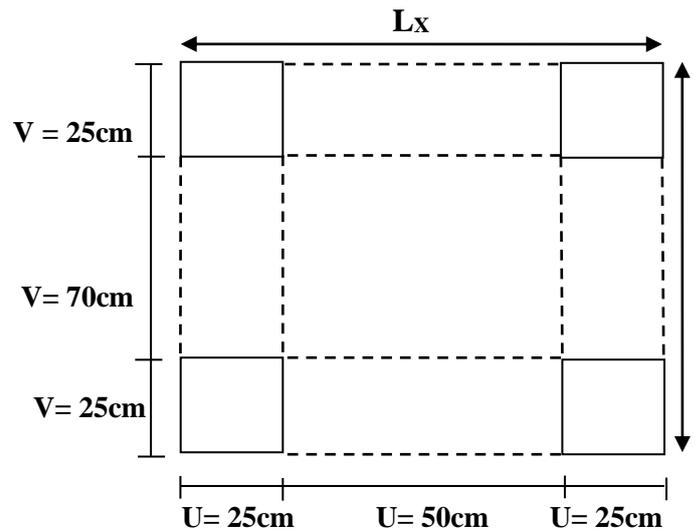
$$\begin{cases} U = 50 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

**Rectangle (3)**

$$\begin{cases} U = 100 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

**Rectangle (4)**

$$\begin{cases} U = 50 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ cm} \end{cases}$$



**III.3.3. Calcul des moments suivant les deux directions :**

**à L'ELS:(v = 0,2)**

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + vM_2)P \\ M_y = (M_2 + vM_1)P \end{cases}$$

**à L'ELU: ( v= 0 )**

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x25) cm<sup>2</sup> est : P = P' .S

$$P' = \frac{q_u}{u.v} = \frac{1185,03}{(0,25)^2} = 18960,48 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: L<sub>X</sub>=1,60 m ; L<sub>Y</sub>=1,80 m

Calcul des moments isostatiques à l'ELU :

Rect	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	$M_1$	$M_2$	S (m <sup>2</sup> )	P' (kg /m)	P=P'.S (kg)	$M_x$ (kg.m)	$M_y$ (kg.m)
1	0,63	0,67	0,079	0,062	1,2	18960,48	22752,58	1797,45	1410,66
2	0,313	0,67	0,110	0,078	0,6	18960,48	11376,29	1251,39	887,35
3	0,63	0,39	0,095	0,081	0,7	18960,48	13272,34	1260,87	1075,06
4	0,313	0,39	0,134	0,110	0,35	18960,48	6636,17	889,25	729,98

Tableau III.5 : Moments isostatiques à l'ELU

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 174,44 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 178,23 \text{ kg.m}$$

Moments dues aux charges réparties ( poids propre):

a) Chargement :

$$L_x = 1,60 \text{ m}, L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg /m}^2$$

à L'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de la largeur } q_u \times 1 \text{ m} = 656,25 \text{ kg /m}$$

b) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,6}{1,8} = 0,9 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens :}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,9 \Rightarrow \mu_x = 0,0456 \text{ et } \mu_y = 0,7834$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 0,0456 \times 656,25 \times 1,6^2 = 76,61 \text{ kg.m}$$

$$M_{y2} = 0,7834 \times 76,61 = 60,02 \text{ kg .m}$$

c) Les moments appliqués à la dalle:

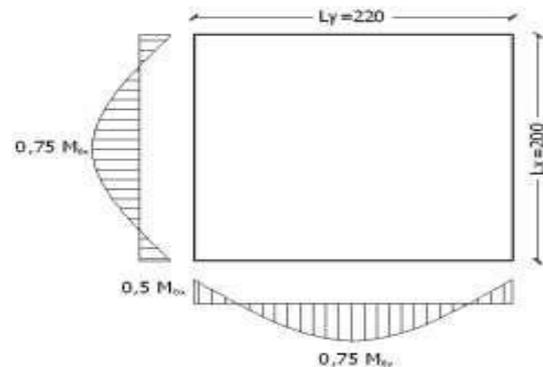
$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 174,44 + 76,61 = 251,05 \text{ kg .m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 178,23 + 60,02 = 238,25 \text{ kg .m}$$

Les moments retenus sont

• En travée:

$$M_{tx} = 0,75.M_{0x} = 188,29 \text{ kg.m/m}$$



$$M_{ty} = 0,75.M_{0y} = 178,69 \text{ kg.m/m}$$

- **En appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5.M_{0x} = 125,53 \text{ kg.m/m}$$

### III.3.4. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

**Avec :** - Largeur de la dalle  $b = 100 \text{ cm}$ .

- Hauteur de la section  $h = 15 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus  $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$ .
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ .
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable

- **En travée :**

#### Sens $L_x$ :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 188,29 \text{ kg.m}$$

Le moment réduite :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{188,29 \times 10}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9965$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{188,29 \times 10}{0,9965 \times 13,5 \times 348} = 0,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### Sens $L_y$ :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 178,69 \text{ kg.m}$$

Le moment réduite :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{178,69 \times 10}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,9965$$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{178,69 \times 10}{0,9965 \times 13,5 \times 348} = 0,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **En appui :**

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 125,53 \text{ kg.m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{125,53 \times 10}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,005 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \lambda = 0$$

On a :  $\beta = 0,9975$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{125,53 \times 10}{0,9975 \times 13,5 \times 348} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Section minimale des armatures :**

Puisque :  $h_0 = 15 \text{ cm}$  ( $12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$ ) et  $\alpha = 0,9$ , on peut appliquer la formule suivante :

- **Sens Ly :**

$$A_{y \min} = 8.h_0 \text{ (m)} = 8 \times 0,15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{t_y} = 0,38 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_y} = A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a_y} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_y} = A_{y \min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens Lx :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3-a}{2} \right) = 1,2 \left( \frac{3-0,9}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{t_x} = 0,4 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{t_x} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{a_x} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on prend } A_{a_x} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des aciers:**

$$\text{On a : } \varnothing \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow \varnothing \leq 15 \text{ mm.}$$

- **En travée:**

- **Sens Lx :**

$$A_{t_x} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4T12 \text{ p.m} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St_x \leq \min(2h_0 ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow St_x \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow St_x = 25 \text{ cm}$$

- **Sens Ly :**

$$A_{t_y} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St_y \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow St_y \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow St_y = 25 \text{ cm}$$

- **En appui:**

$$A_a = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on prend } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; St \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales**

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

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

$$\tau_u = \frac{V_{utot}}{bd} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10 h_0}{3} \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa})$$

$$V_{utot} = \begin{cases} V_{x1} + V_{x2} & \text{sens } L_x \\ V_{y1} + V_{y2} & \text{sens } L_y \end{cases}$$

• **Efforts tranchants dus aux charges reparties :**

$$a > 0,4 \begin{cases} V_{x1} = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1+\frac{a}{2}} \\ V_{y1} = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases} ; V_x > V_y$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} V_{x1} = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{1,6}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0,9}{2}} = 3,62 \text{ KN} \\ V_{y1} = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{1,6}{3} = 3,5 \text{ KN} < V_x = 3,62 \text{ kN} \end{cases}$$

On calcul  $V_{x2}$  et  $V_{y2}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} V_{x2} = \frac{P_0}{2u+v} = \frac{1185,01 \times 10^{-2}}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 15,80 \text{ KN} \\ V_{y2} = \frac{P_0}{3u} = \frac{1185,01 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 15,80 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_x = V_{x1} + V_{x2} = 3,62 + 15,80 = 19,42 \text{ KN}$$

$$V_y = V_{y1} + V_{y2} = 3,5 + 15,80 = 19,3 \text{ KN}$$

$$\text{Et : } V_{max} = (V_x, V_y) = 19,42 \text{ KN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{19,41 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,144 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \times K$$

$$\text{Avec : } K = \min\left(\frac{10 h_0}{3}, 1\right) = \min(0,5 ; 1) \Rightarrow K = 0,5$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,25 ; 5) \times 0,5 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,144 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.3.5. Les vérifications :**

**Les vérifications à L'E.L.S :**

Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) p'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) p'_{ser}$$

$$\text{Avec : } v = 0,2$$

$$P_{ser} = P'_{ser} \times S' = \frac{q_{0ser}}{uv} \times S$$

$$q_{0ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = \frac{3477,85}{4} = 869,46 \text{ kg}$$

$$P'_{ser} = \frac{q_{0ser}}{u \times v} = \frac{869,46}{0,25^2} = 13911,36 \text{ kg /m}^2$$

$$P_{ser} = 13911,36 \times S$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant:  $L_x = 1,6\text{m}$  ;  $L_y = 1,8\text{m}$

**Calcul des moments isostatiques à l'ELS :**

Rect	$\frac{u}{lx}$	$\frac{u}{ly}$	$M_1$	$M_2$	S (m <sup>2</sup> )	P'(kg/m <sup>2</sup> )	P = P' × s (kg)	$M_x$ (kg.m)	$M_y$ (kg.m)
1	0,63	0,67	0,079	0,062	1,2	13911,36	16693,63	1525,798	1298,76
2	0,313	0,67	0,110	0,078	0,6	13911,36	8346,82	1048,36	834,68
3	0,63	0,39	0,095	0,081	0,7	13911,36	9737,95	1082,86	973,80
4	0,313	0,39	0,134	0,110	0,37	13911,36	4868,98	759,56	666,08

**Tableau III.6 :** Moments isostatiques à l'ELS

**Moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 154,14 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 156,37 \text{ kg. m}$$

**Moment due aux charges réparties (E.L.S):**

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2 \quad h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ Kg/m}^2$$

**Sollicitations :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,9 > 0,4 \text{ Donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 \text{ (E. L. S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot L_x^2 = 0,0528 \times 475 \times 1,6^2 = 64,20 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 0,8502 \times 64,20 = 54,58 \text{ kg. m}$$

**Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :**

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 154,14 + 64,20 = 218,34 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 156,37 + 54,58 = 210,95 \text{ kg. m}$$

**Les moments en travées et en appui :**

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 163,76 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 158,21 \text{ kg. m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 109,17 \text{ kg. m}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

- **Suivant  $L_x$  :**

- **En travées :**

$$M_{tx} = 1637,6 \text{ N.m} ; A_{tx} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0 ; n = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

**Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 67,8y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = \frac{100}{3}(3,65)^3 + 15 \times 4,52 (13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$ :**

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1637,6}{8199,03} \times 3,65 = 0,73 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis**

$$M_{app} = 1091,7 \text{ N.m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0 ; n = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

**Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \Rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = \frac{100}{3}(3,13)^3 + 15 \times 3,14 (13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$ :**

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1091,7}{6087,13} \times 3,13 = 0,56 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Suivant  $L_y$  :

• En travées :

$$M_{tx} = 1582,1 \text{ N.m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0 ; n = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

**Position de l'axe neutre (y) :**

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

$$\Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \Rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = \frac{100}{3}(3,13)^3 + 15 \times 3,14 (13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

• Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_{bc} = k \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1582,1}{6087,13} \times 3,13 = 0,81 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

### III.3.6. Disposition du ferrailage :

**Arrêt des barres :**

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a:  $f_e = 400$  et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**Cas des charges uniformes :**

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

**Arrêt des barres sur appuis :**

$$L_s = \frac{Q \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{tj}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ MPa}$$

$$L_1 = \max\{L_s ; 0,2L_x\} = \max\{35,21 ; 32\} = 35,21 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left\{L_s ; \frac{L_1}{2}\right\}$$

$$L_2 = \max\{35,21 ; 21\} = 35,21 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

**Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

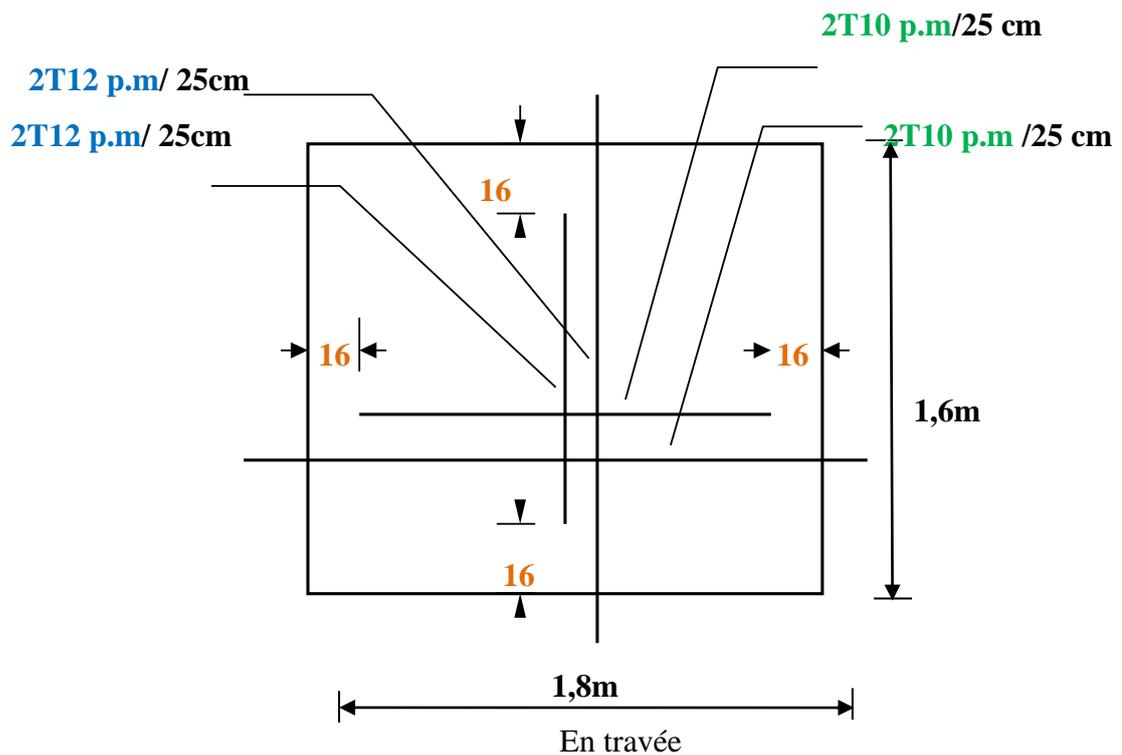
**Armatures finales :**

**Suivants  $L_x$  :**

$$\begin{cases} A_t = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } 4\text{T12 p. m. avec } S_t = 25 \text{ cm} \\ A_a = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } 4\text{T10 p. m. avec } S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**Suivants  $L_y$  :**

$$\begin{cases} A_t = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } 4\text{T10 p. m. avec } S_t = 25 \text{ cm} \\ A_a = 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } 4\text{T10 p. m. avec } S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$



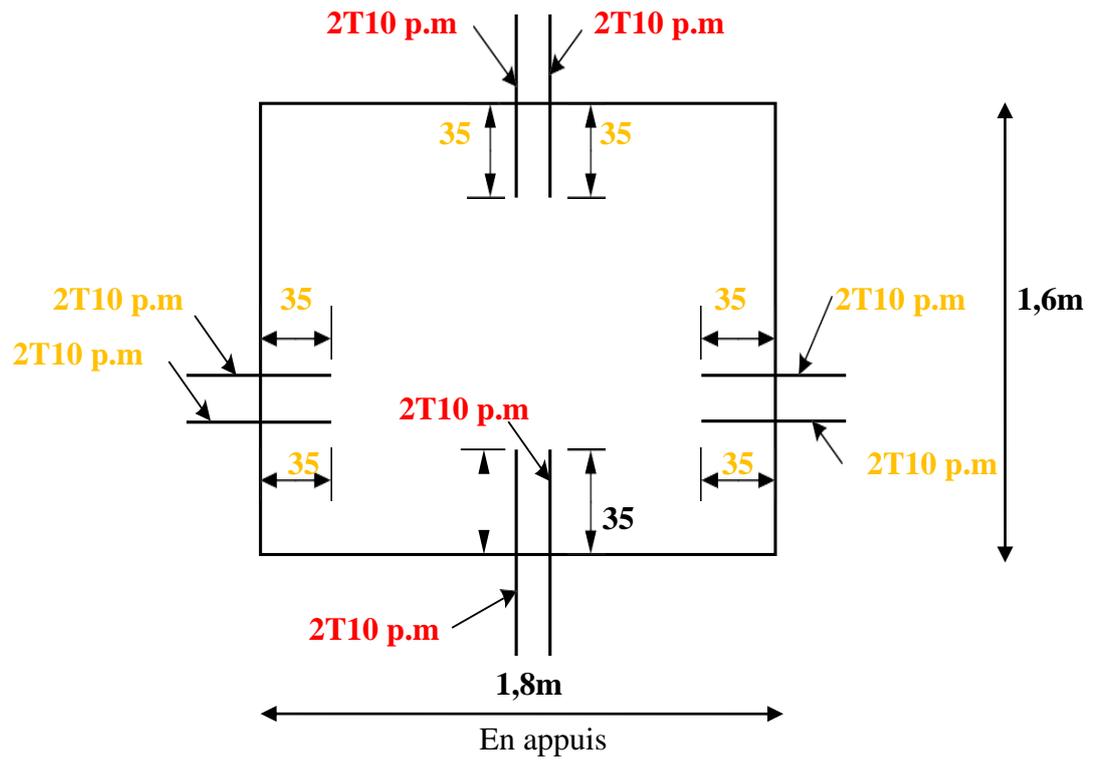


Figure III.12 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur

# **Chapitre IV :**

## **Etude Sismique**

#### IV. Introduction :

Le séisme correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible. qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages. nombreuses pertes de vie humaine).

De ce fait .le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Dans notre étude Le calcul sismique sera effectué dans le cadre du règlement parasismique Algérien (RPA99) version 2003.

##### IV.1. Méthode de calcul:

Selon l'article **4.1.1 du RPA99**. les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- méthode statique équivalente.
- méthode dynamique modale spectrale.

##### IV.1.1. Méthode statique équivalente :

- **Principe :[RPA99/4.2.1]**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99/version2003 permet sous certaines conditions : régularité en plan **d'après l'article du RPA99/3.5.1.a** et régularité en élévation **d'après l'article du RPA99/3.5.1.b**.

De faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

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

##### IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale :

- **Principe :**

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.

- **Présentation du logiciel de modélisation :**

**ETABS** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour un calcul des bâtiments, il permet une modélisation facile et rapide grâce à son interface graphique, Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique et son calcul est basé sur la méthode des éléments finis (MEF).

Grace à ces diverses fonctions, il permet une descente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

Ce logiciel utilise aussi une certaine terminologie propre au domaine du bâtiment (dalle, plancher, trumeau, linteau, etc...) et permet un transfert de données avec d'autres logiciels comme, Autocad, SAP2000..., La version exploitée dans notre travail est l'ETABS Version 9.7.4.

- **Modélisation :**

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

- **Étapes de modélisation :**

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du bâtiment : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface.
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments Barre sections et les voiles, dalle pleine par Area sections Panneaux.
- Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton et de l'acier
- Détermination des propriétés de chaque élément de la structure :

- **Combinaison de charges :**

- Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q + E \end{cases}$$

Avec :

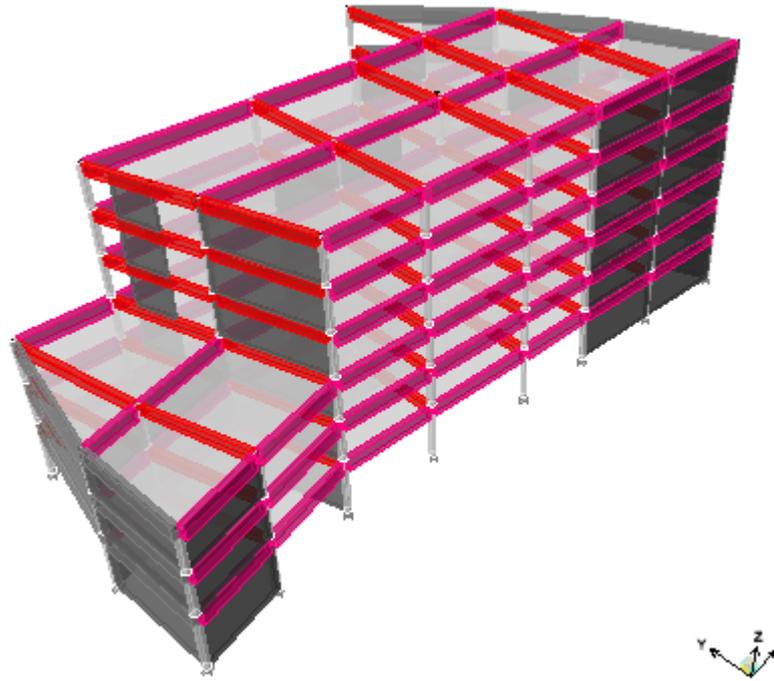
G: Charge permanente

Q: Charge d'exploitation

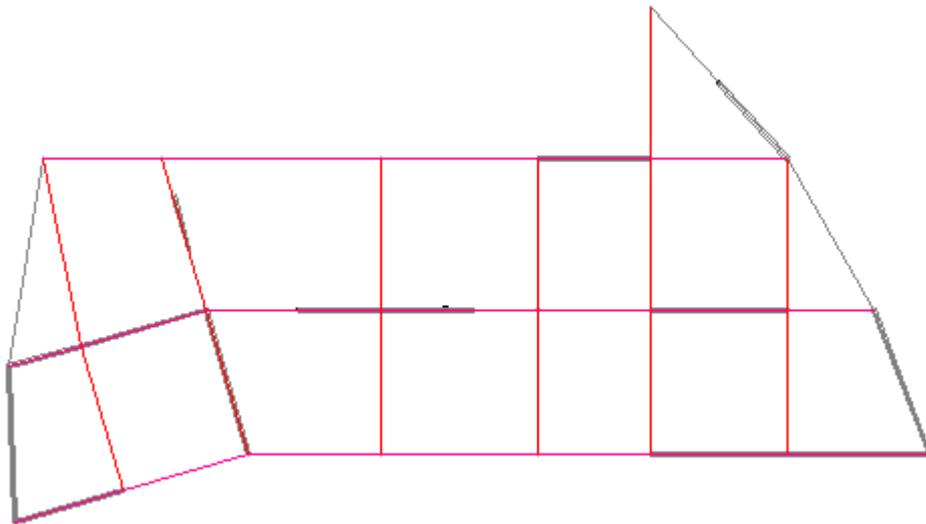
E: Charge sismique

- **BLOC A :**

Un seul bloc sera calculé en détails, les résultats du bloc B sera résumé dans des tableaux.



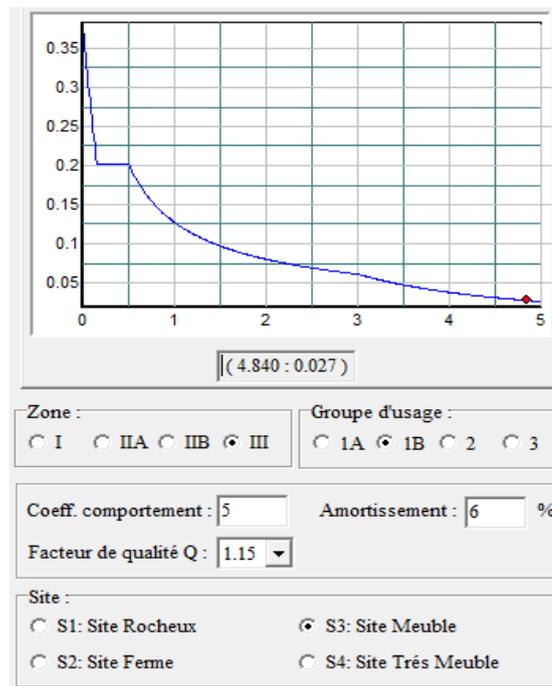
**Figure IV.1 :** Vue en 3D du bloc A



**Figure IV.2 :** Disposition des voiles

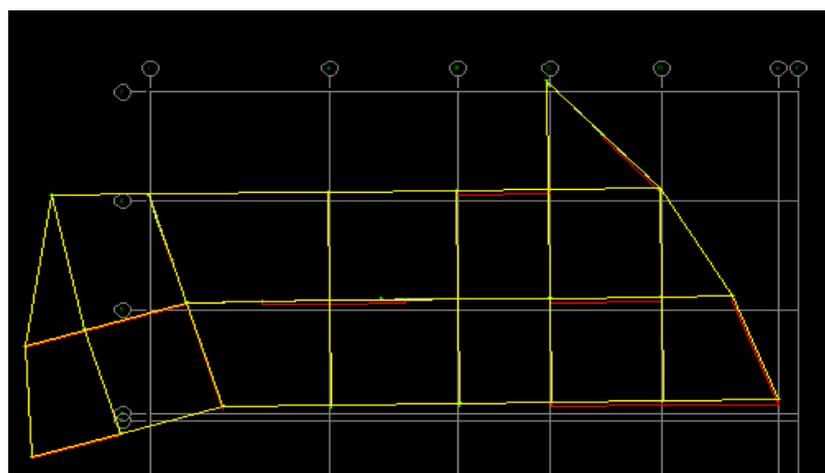
▪ **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :



**Figure IV.3 :** Courbe de spectre de réponse

- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats
- Les vérifications
- **Résultats obtenus après analyse :**



**Figure IV.4 :** mode 1

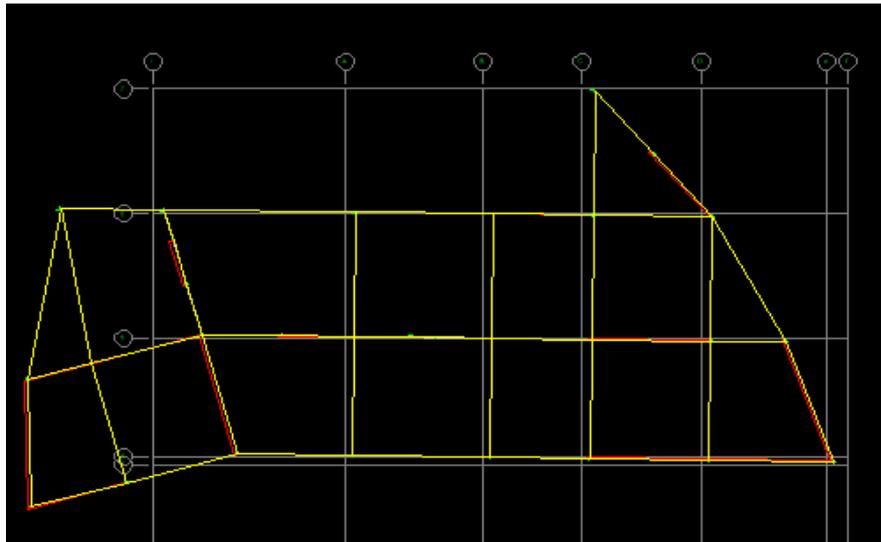


Figure IV.5 : mode 2

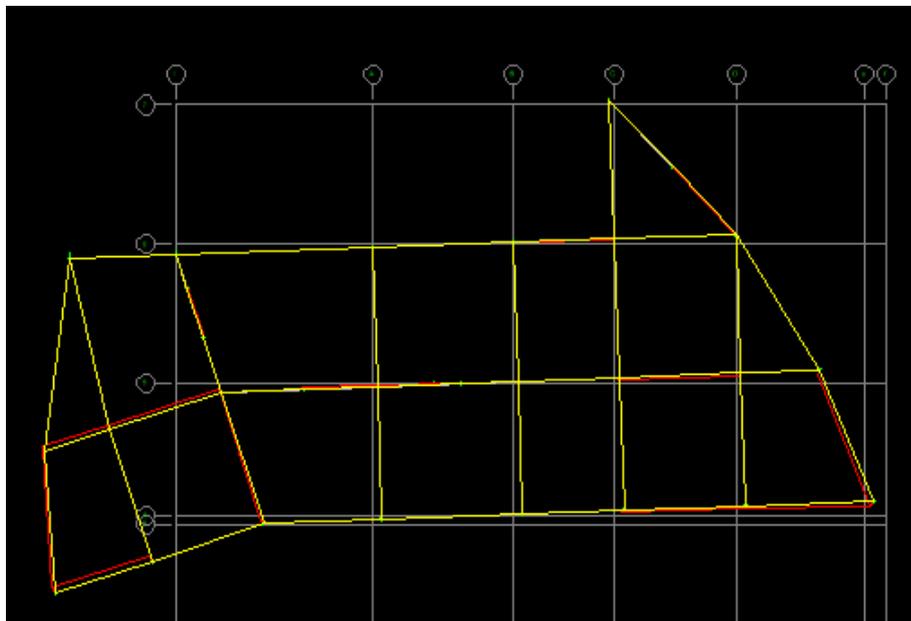


Figure IV.6 : mode 3

- **Les modes et périodes :**

**Mode 1 = 0,31s** en translation suivant y-y .

**Mode 2 = 0,21s** en translation suivant x-x .

**Mode 3 = 0,16s** en rotation.

**IV.2. Nombre de modes à considérer :**

D'après l'article (**Article 4.3.4 RPA99 version 2003**) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'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.

Mode	Période (s)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.306315	0.145	69.0157	0.145	69.0157
2	0.212292	60.4738	0.9783	60.6188	69.994
3	0.160754	13.1971	2.3002	73.8159	72.2942
4	0.096015	0.7637	21.4738	74.5796	93.7681
5	0.06951	9.0045	0.1522	83.5841	93.9203
<b>6</b>	<b>0.062234</b>	<b>10.8902</b>	<b>0.4012</b>	<b>94.4744</b>	<b>94.3214</b>
7	0.047886	0.1767	3.4597	94.6511	97.7812
8	0.03515	0.3897	1.1529	95.0409	98.9341
9	0.032455	1.7869	0.3924	96.8278	99.3265
10	0.030882	1.6886	0.1903	98.5164	99.5168
11	0.026785	0.0076	0.235	98.524	99.7518
12	0.024307	0.2019	0.0405	98.7259	99.7923

**Tableau IV.1 :** Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation des masses selon l’axe x-x et selon l’axe y-y atteint les 90% au bout de 6 modes.

Sum UX ≥ 90%.....condition vérifiée.

Sum UY ≥ 90%.....condition vérifiée.

**IV.3. Justification de la sécurité :**

**IV.3.1. Vérifications des déplacements (Art 5.10. du RPA 99/2003) :**

Sous l’action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales.

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne

Doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k$$

Avec :  $\delta_k = R\delta_{ek} \Rightarrow \Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1})$ .

et  $\bar{\delta}_k = 1\% \times \text{hauteur d'étage}$ .

$$\bar{\delta}_k = 1\% \times h_{\text{étage}} = 1\% \times 3,60 = 0.0360 \text{ m .}$$

$$\bar{\delta}_k = 1\% \times h_{\text{RDC}} = 1\% \times 4,86 = 0.0486 \text{ m .}$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif au niveau K.

$\delta_k$  : Déplacement horizontal.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion).

R : coefficient de comportement ; R= 5.

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Niveau	Hauteur (m)	Sens x-x		Sens y-y		$\bar{\delta}_k$	$\Delta_k \leq \bar{\delta}_k$
		$\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k$ (m)		
Story 6	3,60	0,003	0,003	0,0072	0,006	0,0360	Vérifiée
Story 5	3,60	0,0024	0,0025	0,006	0,0065	0,0360	Vérifiée
Story 4	3,60	0,0019	0,0035	0,0047	0,009	0,0360	Vérifiée
Story 3	3,60	0,0012	0,002	0,0029	0,0055	0,0360	Vérifiée
Story 2	3,60	0,0008	0,002	0,0018	0,0045	0,0360	Vérifiée
Story 1	4,86	0,0004	0,002	0,0009	0,0045	0,0486	Vérifiée
Base 0	0	0	0	0	0	0	0

**Tableau IV.2 :** Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens.

La condition est vérifiée alors bloc (A) est stable vis-à-vis des déplacements.

### IV.3.2. Vérification de la période :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, la période fondamentale de notre structure est :

$$T_{dyn} = 0,31s$$

D'après l'article du RPA99/V2003 **4.2.4 (4.)** qui stipule les valeurs de T calculées à partir de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir de formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{dyn} < 1,3 T_{st}$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure:**

Dans notre cas la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99/version2003.**

$$T_1 = \min \left\{ C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

- 1<sup>ère</sup> formule : **RPA 99 (article .4.2.2)**

$$T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (23,46)^{\frac{3}{4}} = 0,53s$$

- 2<sup>ème</sup> formule :

$$T_1 = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

$$\text{Sans } x : T_x = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 23,46}{\sqrt{57}} = 0,28s$$

$$\text{Sans } y : T_y = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 23,46}{\sqrt{27,8}} = 0,40s$$

**Dans la direction (xx) :**

$$T_x = \min (T_{x1} ; T_{x2})$$

$$T_x = \min (0,53 ; 0,28) = 0,28s$$

**Dans la direction (yy) :**

$$T_y = \min (T_{y1} ; T_{y2})$$

$$T_y = \min (0,53 ; 0,40) = 0,40s$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{st}$$

**Sans x :**

$$0,31 < 1,3 \times 0,28 = 0,36s \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Sans y :**

$$0,31 < 1,3 \times 0,40 = 0,52s \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### **IV.3.3. Efforts tranchants (efforts sismiques) à la base :**

D'après l'article **4.3.6** du **RPA99/2003**, la résultante des forces sismiques à la base **V<sub>t</sub>** obtenues par combinaison des valeurs modales **ne doit pas être inférieure à 80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente **V<sub>stat</sub>** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{dyn} \geq 80\% V_{stat}$$

- **La résultante des forces sismiques :**

$$V_{stat} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le (**tableau 4.1**) suivant la zone sismique et le groupe d'usage de la structure.

**R** : coefficient de comportement de la structure (**tableau 4.3**)

**Q** : facteur de qualité (**tableau 4.4**)

**W** : Poids total de la structure.

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.

- La valeur du coefficient d'accélération de zone « A » sont données par le tableau suivant :

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

**Tableau IV.3 :** Coefficient d'accélération de zone A.

Notre structure est implanté à ALGER (zone III) et appartient au groupe 1B donc :  $A = 0,30$ .

- La valeur du facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$  (4-4)

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au **tableau 4.4. du RPA99/version2003**

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

**Tableau IV.4 :** Valeurs des pénalités  $P_q$

Alors à partir de tableau on trouve:  $Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0) = 1,25$  dans les deux sens (x et y).

- la valeur du coefficient de comportement globale de la structure donnée par : Mixte portique/voile avec interaction  $\Rightarrow R = 5$ .
- facteur d'amplification dynamique moyen  $D$ , en fonction de la catégorie de site, du facteur De correction d'amortissement, et de la période fondamentale de la structure  $T$  :
- La valeur du pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  (%) et du facteur de correction D'amortissement  $\eta$  :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau IV.5 :** Pourcentage d’amortissement critique  $\xi$  (%)

$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$  ; Quant  $\xi = 6\%$  , on a  $\eta = 0,935 \geq 0,7$  ..... Condition vérifiée.

**T1 ,T2 :** période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7. du RPA 99/Version2003**

Sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc (  $T_1 = 0,15s$  et  $T_2 = 0,5s$  ).

**T = 0,31s**

**Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2 / T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2 / 3,0)^{\frac{2}{3}}(3,0 / T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (4.2)$$

Donc :  $0 \leq T \leq T_2$

$\Rightarrow 0 \leq T_x = 0,28s \leq T_2 = 0,5s$

$\Rightarrow 0 \leq T_y = 0,40s \leq T_2 = 0,5s$

Nous allons utiliser :

$D = 2,5\eta = 2 \times 0,935 = 2,34$

- Le poids total de la structure **W** :
- A partir d’ETABS, le poids total de la structure est :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

STORY	Poids X = Poids Y
Niveau 6	12025,807
Niveau 5	12237,09
Niveau 4	12237,09
Niveau 3	15733,481
Niveau 2	16148,407
Niveau 1	16661,148
$\sum_1^6 \text{Poids} = 85043,023 \text{ KN}$	

**Tableau IV.6 :** Le poids de la structure

**La résultante  $V_{stat}$  :**

$$V_{stat} = \frac{0,30 \times 2,34 \times 1,15}{5} \cdot 85043,023 = 13731,05 \text{ KN}$$

à partir de notre modèle sur ETABS, nous avons les valeurs de  $V_{dyn}$  :

$$\begin{cases} V_x = 12328,57 \text{ KN} \\ V_y = 12848,21 \text{ KN} \end{cases}$$

D'après l'article **4.3.6 du RPA99/version 2003**  $V_{dyn} \geq 80\% V_{stat}$  :

$$\begin{cases} V_x = 12328,57 \text{ kN} \geq 0,8 \times 13731,05 \text{ kN} = 10984,84 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ V_y = 12848,21 \text{ kN} \geq 0,8 \times 13731,05 \text{ kN} = 10984,84 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

**IV.3.4. Effets de la torsion :**

- **Centre de gravité des masses :**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul de l'ensemble des centres des masses de chaque élément.

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_I \times X_I}{\sum M_I} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_I \times Y_I}{\sum M_I}$$

$M_I$  : masse de l'élément considéré.

$X_I$  : coordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport à l'axe  $ox$ .

$Y_I$  : coordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport l'axe  $oy$ .

- **Centre des rigidités :** (par logicielle ETABS)

Le centre de torsion est le centre de rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{xj} \times x_j}{\sum I_{xj}} \quad \text{et} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{yj} \times y_j}{\sum I_{yj}}$$

$I_{YJ}$  ;  $I_{XJ}$  : les moments d'inertie du voile dans le sens transversal et le sens longitudinal.

$XJ$  ;  $YJ$  : distance algébrique du voile transversal/longitudinal à l'axe  $ox$  /  $oy$ .

**IV.3.5. L'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion,

Donnée par les formules suivantes :

$$\begin{cases} e_x = X_{cm} - X_{cr} \\ e_y = Y_{cm} - Y_{cr} \end{cases}$$

- **Excentricité théorique :**

D'après le **RPA99/2003 art 3.5.1 a) a2.** :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité de masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée  $e \leq 15\% L$ .

- **Excentricité accidentelle :**

Aussi dans l'article **4.3.7 du RPA99/V2003** dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0,05L$ ,

L'excentricité totale est égale à la sommation de l'excentricité théorique et accidentelle.

L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	X <sub>cm</sub>	X <sub>cr</sub>	Ex	5%Lx	Y <sub>cm</sub>	Y <sub>cr</sub>	ey	5%Ly
Story 6	10,825	7,346	3,479	2,095	37,719	32,991	4,728	1,39
Story 5	11,123	5,367	5,756	2,095	37,601	33,656	3,945	1,39
Story 4	11,123	2,591	8,532	2,095	37,601	34,589	3,012	1,39
Story 3	4,72	-0,835	5,555	2,85	36,878	35,875	1,003	1,39
Story 2	4,093	-0,311	4,404	2,85	36,728	36,508	0,22	1,39
Story 1	4,105	0,388	3,717	2,85	36,669	37,324	0,655	1,39

**Tableau IV.7 :** Calcul de l'excentricité

**IV.3.6. Effet P-Delta (P-Δ) :**

D'après l'article **5.9 du RPA99/V2003** : « Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas

Des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P<sub>k</sub> : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V<sub>k</sub> : Effort tranchant d'étage au niveau k  $\Rightarrow V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ<sub>k</sub> : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

$h_k$  : hauteur de l'étage k

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \dots\dots\dots \text{RPA 99 / V2003 (Article .4.2.6)}$$

$F_t$ : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

Si :  $T > 0,7 \text{ sec} \dots\dots\dots F_t = 0,7 \times T \times V$

Si :  $T > 0,7 \text{ sec} \dots\dots\dots F_t = 0$

Dans notre structure ( $F_t = 0$ ) puisque :  $T = 0.30 < 0.7 \text{ Sec}$ .

Les forces  $F_i$  sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \cdot W_i \cdot h_i \dots\dots\dots \text{RPA 99 / V2003 (Article .4.2.5)}$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau i.

$h_i$  : Niveau du plancher où s'exerce la force i.

$h_j$  : Niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$  : Poids revenant au plancher i ; j.

$\Delta k$  : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » ;

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $\theta_K \leq 0,1$  effet P-delta peut être négligé.
- Si  $0,1 \leq \theta_K \leq 0,2$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $\frac{1}{1 - \theta_K}$ .
- Si  $\theta_K > 0,2$  la structure est potentiellement instable, elle doit être redimensionnée.

Niveau	H(m)	$P_K$ (kN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta k$ (m)	$V_k$ (kN)	$\theta$	$\Delta k$ (m)	$V_k$ (kN)	$\theta$
5	3,60	13028,21	0,003	31714,27	0,0029	0,006	3795,49	0,0057
4	3,60	25223,09	0,0025	6256,66	0,0027	0,0065	6493,71	0,0070
3	3,60	37417,38	0,0035	7951,77	0,0045	0,009	8408,81	0,0111
2	3,60	53502,28	0,002	9608,5	0,0030	0,0055	10151,93	0,0080
1	3,60	69599,16	0,002	11136,5	0,0034	0,0045	11703,21	0,0074
R.D.C	4,86	86701,69	0,002	12328,57	0,0028	0,0045	12848,21	0,0062
BASE 0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P-Δ

D'après les résultats obtenus et puisque les valeurs des  $\theta_{Kx}$  et  $\theta_{Ky}$  sont inférieure à 0,10, donc la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P-Δ (Stable).

- BLOC B :

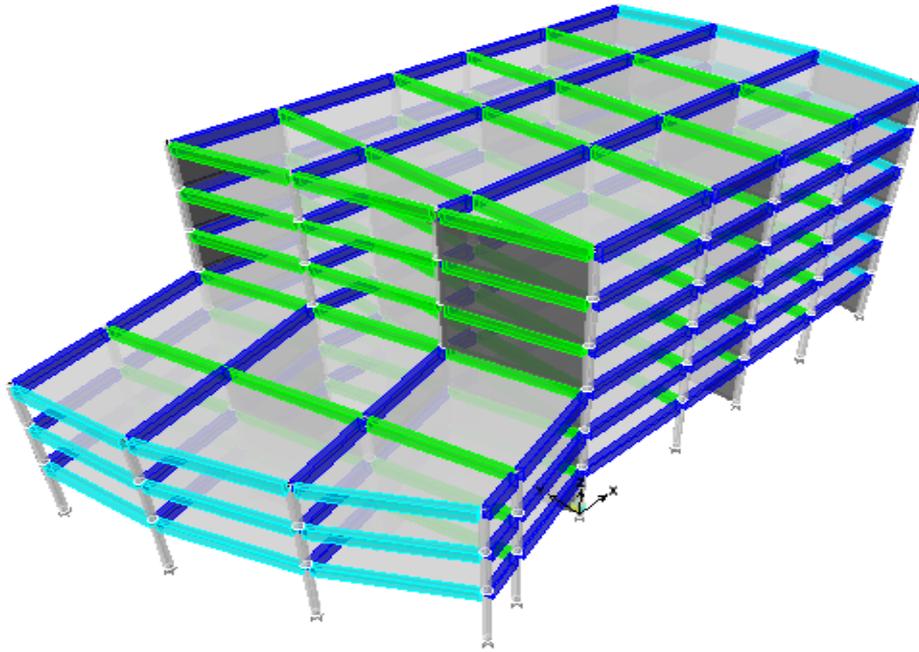


Figure IV.7 : Vue en 3d du bloc B

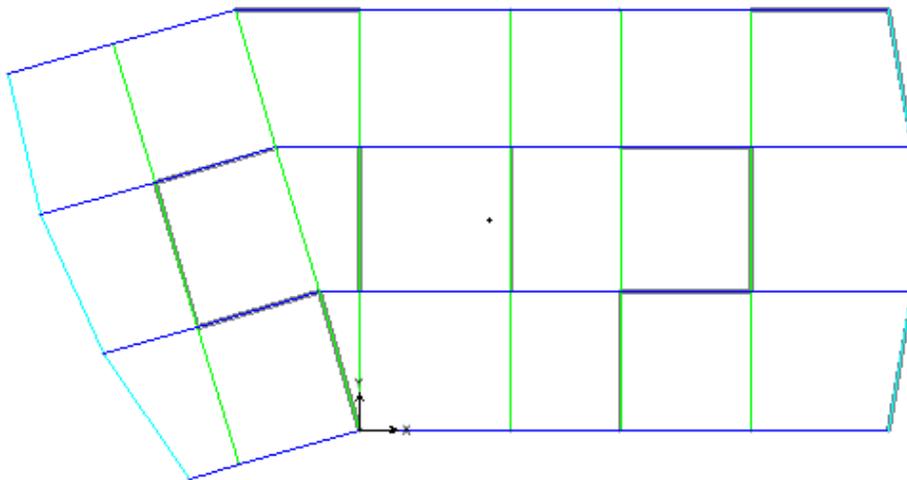


Figure IV.8 : Disposition des voiles

▪ Spectre de réponse :

Zone	Groupe d'usage	Site	Coefficient de comportement R	Amortissement $\xi$ (%)	facteur de qualité Q
III	2B	S3	5	6%	1,15

Tableau IV.9 : Les données pour le spectre de réponse

• Résultats obtenus après analyse :

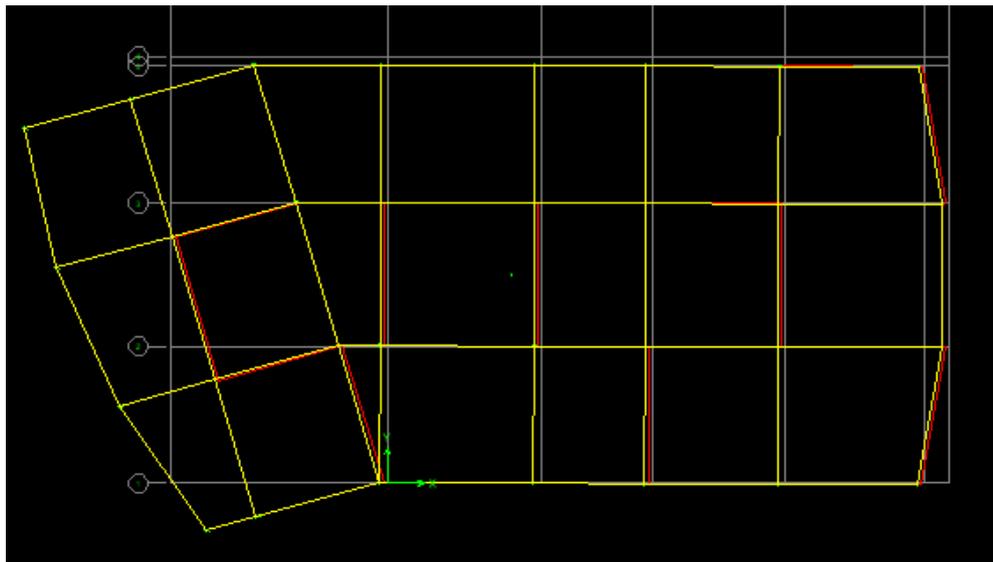


Figure IV.9 : Mode 1

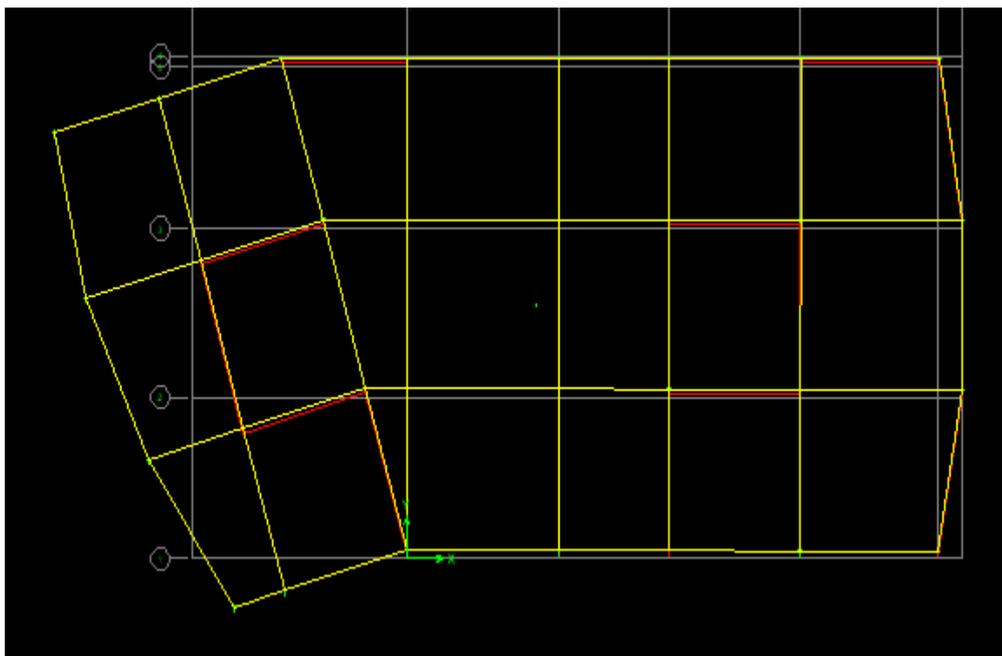


Figure IV.10 : Mode 2

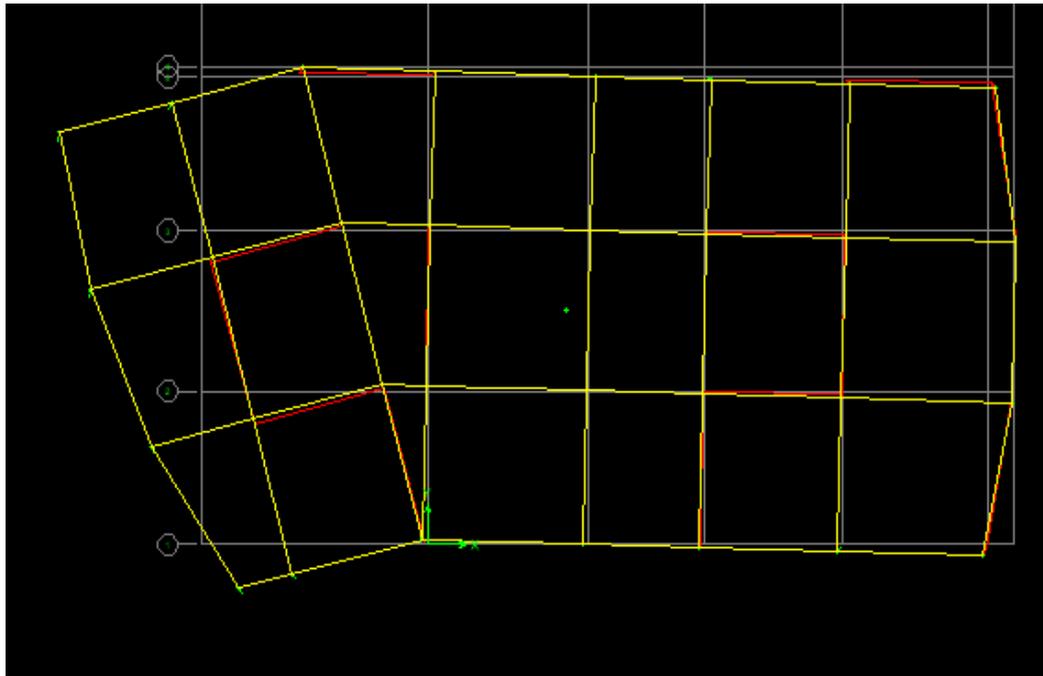


Figure IV.11 : Mode 3

- Les modes et périodes :

Mode 1 = 0,28s en translation suivant y-y.

Mode 2 = 0,23s en translation suivant x-x.

Mode 3 = 0,196s en rotation.

IV.4. Nombre de modes à considérer :

D’après les résultats obtenus dans le tableau dessous, on voit bien que le taux de participation des masses selon l’axe x-x et selon l’axe y-y atteint les 90% au bout de 6 modes.

Sum UX ≥ 90%.....condition vérifiée.

Sum UY ≥ 90%.....condition vérifiée.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
6	0.061332	10.8902	0.4012	94.6157	94.8411

Tableau IV.10 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

IV.5. Justification de la sécurité :

IV.5.1. Vérifications des déplacements (Art 5.10. du RPA 99/2003) :

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Niveau	Hauteur (m)	Sens x-x		Sens y-y		$\bar{\delta}_k$	$\Delta_k \leq \bar{\delta}_k$
		$\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\Delta_k$ (m)		
Story 6	3,60	0,0059	0,0055	0,0039	0,0035	0,0360	Vérifiée
Story 5	3,60	0,0048	0,0055	0,0032	0,0035	0,0360	Vérifiée
Story 4	3,60	0,0037	0,006	0,0025	0,003	0,0360	Vérifiée
Story 3	3,60	0,0025	0,0045	0,0019	0,0035	0,0360	Vérifiée
Story 2	3,60	0,0016	0,004	0,0012	0,003	0,0360	Vérifiée
Story 1	4,86	0,0008	0,004	0,0006	0,003	0,0486	Vérifiée
Base 0	0	0	0	0	0	0	0

**Tableau IV.11 :** Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens.

La condition est vérifiée alors le bloc (B) est stable vis-à-vis des déplacements

**IV.5.2. Vérification de la période :**

Le tableau dessous résume la vérification de la période donnée par ETABS par rapport à la période empirique.

$T_{dynamique}$	Sens x-x			Sens y-y		$T_{dyn} < 1,3 T_{stat}$
	$T_{statique}$		$1,3 T_{stat}$	$T_{statique}$		
0,28s	<b>Formule (4-6)</b>	<b>Formule (4-7)</b>	0,36s	<b>Formule (4-6)</b>	<b>Formule (4-7)</b>	Condition Vérifiée
	0,53s	0,28s		0,53s	0,40s	
	0,28s			0,40s		

**Tableau IV.12 :** Vérification de la période

**IV.5.3. Efforts tranchants (efforts sismique) à la base :**

Le tableau dessous résumé le calcul de facteur d'amplification moyenne D.

Site S3		$T_{dyn}$ (s)	Facteur d'amortissement $\eta$	Choix	Facteur d'amplification D
$T_1(s)$	$T_2(s)$	0,28	0,935	$0 \leq T \leq T_2$	2,34
0,15	0,50				

**Tableau IV.13 :** Facteur d'amplification dynamique moyen D

A partir d'ETABS, le poids total de la structure est :

STORY	Poids X = Poids Y
Niveau 6	12025,807
Niveau 5	12237,09
Niveau 4	12237,09
Niveau 3	15733,481
Niveau 2	16148,407
Niveau 1	16661,148
$\sum_1^6 W_i = 85043,023 \text{ KN}$	

**Tableau IV.14 :** Le poids de la structure W

A = 0,30

- Le tableau dessous résumé la vérification de l'effort sismique à la base.

	V <sub>dynamique</sub> (KN)	V <sub>statique</sub> (KN)	80% V <sub>statique</sub>	0,8% V <sub>sta</sub> < V <sub>dyn</sub>
Sens x-x	15891,05	16572,28	13257,824	Condition vérifiée
Sens y-y	16080,05			Condition vérifiée

**Tableau IV.15 :** Vérification de la force sismique à la base

**IV.5.4. Effets de la torsion :**

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	X <sub>cm</sub>	X <sub>cr</sub>	Ex	5%Lx	Y <sub>cm</sub>	Y <sub>cr</sub>	ey	5%Ly
Story 6	15,306	16,624	1,318	2,14	14,172	16,624	2,64	1,37
Story 5	15,108	15,679	0,571	2,14	14,207	15,679	2,353	1,37
Story 4	15,108	14,434	0,674	2,14	14,207	14,434	2,104	1,37
Story 3	8,92	12,919	4,577	2,85	13,65	12,919	3,585	1,37
Story 2	8,313	12,913	4,821	2,85	13,66	12,913	2,472	1,37
Story 1	8,395	12,972	4,60	2,85	13,652	12,972	3,057	1,37

**Tableau IV.16 :** Calcul de l'excentricité

IV.5.5. Effet P-Delta (P- $\Delta$ ) :

Niveau	H(m)	P <sub>K</sub> (kN)	Sens x-x			Sens y-y			C.V
			$\Delta k$ (m)	V <sub>K</sub> (kN)	$\theta < 0,10$	$\Delta k$ (m)	V <sub>K</sub> (kN)	$\theta < 0,10$	
5	3,60	16236,31	0,0055	4814,22	0,0051	0,0035	4684,86	0,0033	
4	3,60	30638,67	0,0055	8085,88	0,0057	0,0035	8004,71	0,0037	
3	3,60	45041,03	0,006	10386,45	0,0072	0,003	10412,18	0,0036	
2	3,60	64896,89	0,0045	12708,16	0,0063	0,0035	12919,9	0,0048	
1	3,60	84042,21	0,004	14559,41	0,0064	0,003	14783,92	0,0047	
R.D.C	4,86	104267,94	0,004	15891,04	0,0054	0,003	16080,2	0,0040	
BASE 0	0	0	0	0	0	0	0	0	

Tableau IV.17 : Vérification à l'effet P- $\Delta$ 

## IV.6. JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$

Satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm} \quad (4-19)$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$ : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon l'article du RPA99/V2003 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Bloc A :  $\delta_1 = 0,0029 \text{ m}$

Bloc B :  $\delta_2 = 0,0019 \text{ m}$

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (2,9 + 1,9) \text{ mm} = 20 \text{ mm} \leq 40\text{mm}$$

Donc on prend  $d = 40\text{mm}$

**Chapitre V :**  
**Etude Des Portiques**

**V. Introduction :**

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres et voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme ETABS 9.7.4 qui nous a permis de Calculer les portiques.

**V.1. Les combinaisons de calcul :**

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

**• Pour Les poteaux :**

Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL91) :

$$1,35G + 1,5Q$$

Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre (RPA99 /Version 2003) :

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

**• Pour Les poutres :**

Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL91) :

$$1,35G + 1,5Q$$

Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre (RPA99 /Version 2003) :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Avec :

G : Charges permanente.

Q : Charges d'exploitation.

E: Effort sismique.

**V.2. Ferrailage des poutres :****- Méthode de calcul :**

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU et la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1er et du 2ème genre :

- Sollicitations du 1<sup>ier</sup> genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

- Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} : 0,8G \pm E \\ S_{p2} : G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si } \begin{cases} \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1,15 ; \text{ on détermine les armatures sous } S_{p1} \\ \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1,15 ; \text{ on détermine les armatures sous } S_{p2} \end{cases}$$

- Situation accidentelle :

$$\text{Béton : } \gamma_b = 1,15, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \quad \sigma_b = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \gamma_s = 1, \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

- Situation normale ou durable :

$$\text{Béton : } \gamma_b = 1,5, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \quad \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier : } \gamma_s = 1,15, \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

### V.2.1. Les armatures Longitudinales :

D'après le RPA 99/V2003 on a :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0.5%  
 $A_{\min} = 0,5\% \times b \times h_t$
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement :  
 $A_{\max1} = 4\% \times b \times h_t$  ; Zone courante  
 $A_{\max2} = 6\% \times b \times h_t$  ; Zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $50\Phi$  en zone III
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .
- **Bloc A**

Pour le Bloc A, les poutres les plus sollicitées sont :

**Poutre principale (45×120) cm<sup>2</sup>.**

**Poutre secondaire (40×85) cm<sup>2</sup>.**

**Poutre courbée (45×120) cm<sup>2</sup>**

Les poutres du bloc (B) seront résumées dans des tableaux :

**V.2.2. Poutres principale de rive (45x120 cm<sup>2</sup>) : (étage courants)**

Les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du programme (ETABS 9.7.4).

- **Armatures longitudinales :**

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot ht = 0,5 \times 45 \times 120 / 100 = 27 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\% b \cdot ht = 4 \times 45 \times 120 / 100 = 216 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max2} = 6\% b \cdot ht = 6 \times 45 \times 120 / 100 = 324 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

- **En appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 673,118 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 692,287 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,02 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } Sp_1$$

Données :

- Largeur de la poutre  $b = 45 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la poutre  $h = 120 \text{ cm}$ .
- Hauteur utile des Aciers tendus  $d = 0,9 \times h = 108 \text{ cm}$ .
- Contrainte des Aciers utilisés  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{673,118 \times 10^3}{45 \times 108^2 \times 14,17} = 0,0905 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,953$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{673,118 \times 10^3}{0,953 \times 108 \times 348} = 18,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 18,79 \text{ cm}^2 < A_{min}$$

On adopte : (8T20) Donc on ce qui nous donne  $A = 25,13 \text{ cm}^2$

- **En travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 315,604 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 328,79 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,04 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } MSp_1$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{315,604 \times 10^3}{45 \times 108^2 \times 14,17} = 0,042 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,979$$

Le section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{315,604 \times 10^3}{0,979 \times 108 \times 348} = 8,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 8,57 \text{ cm}^2 < A_{min} = 27 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(8T14)** Donc on ce qui nous donne  $A = 12,32 \text{ cm}^2$

• **Armatures de peaux :**

$$h \geq 2(80 - 0,1f_e)$$

$$h \geq 2(80 - 0,1 \times 400)$$

$$h \geq 80 \text{ cm} \Rightarrow h = 120 \geq 80 \text{ cm}$$

$A_{peaux} \geq 3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de paroi

$$A_{peaux} = 1,2 \times 3 = 3,6 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T16 ; A = 8,04 cm<sup>2</sup>**

**V.2.2.1. Vérification du ferrailage de la poutre :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 108 \times 2,10}{400} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} > A_{min} \Rightarrow$  condition vérifiée

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{206,97 \times 10^3}{(45 \times 108) \times 10^2} = 0,425 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2}{1,5} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,43 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$ . .....condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

• **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right\} = \min\{34,28 \text{ mm}; 45 \text{ mm}; 20 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

• **Espacement :**

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{97,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On Prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le **RPA 99/V2003** :

- **En Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_l \right\} = \min \{30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 24 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- **En Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0,215; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 45}{235} = 0,077 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\Phi 10 = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_t \geq 0,077 \text{ cm}^2 \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 206,97 \text{ kN}; M_{ap} = 673,118 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{673,118}{0,9 \times 108 \times 10^{-2}} = 692,51 \text{ KN} > 206,97 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

• **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow \frac{2 \times 206,97 \times 1,5}{0,8 \times 45 \times 25 \times 10}$$

$$a \geq 0,0689 \text{ m} = 6,89 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(41 \text{ cm}; 97,2 \text{ cm}) = 41 \text{ cm}; a > 6,89 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Entraînement des armatures :**

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  = Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour HA

T : Effort tranchant maximum ; T= 206,97 KN

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 12 ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 2 = 6,28$  cm

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{206,97 \times 10^3}{0,9 \times 108 \times 6,28 \times 12 \times 10^2} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,28 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur ne que doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,84} = 70,42 \text{ cm} \end{cases}$$

• **La longueur de recouvrement :**

D'après le **RPA 99/V2003**, la longueur minimale de recouvrement est de  $50\Phi$  en zone III de :

$$\begin{cases} \Phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow L = 100 \text{ cm} \\ \Phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow L = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

**V.2.2.2 Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{ser} = 491,708 \text{ KN.m} ; A = 12,97 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - nA_s(d - y) = 0 \rightarrow 22,5y^2 + 194,55y - 21011,4 = 0 \rightarrow y = 26,54 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = \frac{45 \times 26,54^3}{3} + (15 \times 12,97 \times (108 - 36,54)^2)$$

$$I = 1571391,917 \text{ cm}^4$$

• **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{491,708 \times 10^3}{1571391,917} \times 26,54 = 8,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6$  mm ;  $\eta = 1,6$ .

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{471,708 \times 10^3}{1571391,917} \times (108 - 26,54) = 39,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 39,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**V.2.2.3. Vérification de la flèche :**

$$M_{t\ ser} = 471,708 \text{ KN.m}$$

$$M_{o\ ser} = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(13,5 + 0) \times 13,5^2}{8} = 312,12 \text{ KN.m}$$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{120}{1360} = 0,088 > 0,062 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10 \times M_{o\ ser}} \Rightarrow \frac{120}{1360} = 0,088 > \frac{471,708}{10 \times 312,12} = 0,15 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{12,97}{45 \times 108} = 0,0026 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**V.2.3. Poutre principale intermédiaire : (45×120) cm<sup>2</sup>**

- **Sur appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 1120,885 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 1154,866 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1,03 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } M_{Sp1}$$

Données :

- Largeur de la poutre b = 45cm.
- Hauteur de la poutre h = 120 cm.
- Hauteur utile des Aciers tendus d= 0.9xh =108 cm.
- Contrainte des Aciers utilisés fe=400 MPa.
- Contrainte du béton à 28 jours fc28=25 MPa.
- Contrainte limite de traction du béton ft28 = 2.1Mpa.
- Fissuration préjudiciable.

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1120,885 \times 10^3}{45 \times 108^2 \times 14,17} = 0,151 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,918$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1120,885 \times 10^3}{0,918 \times 108 \times 348} = 32,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 32,49 \text{ cm}^2 > A_{min} = 27 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 32,49 \text{ cm}^2$$

On adopte: **(4T20 + 4T20 + 4T20)** Donc on ce qui nous donne A = 37,71cm<sup>2</sup>

• **En travée :**

On a :  $\begin{cases} M_{sp1} = 735,095 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 665,709 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0,91 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } M_{sp1}$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{735,095 \times 10^3}{45 \times 108^2 \times 14,17} = 0,098 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,948$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{735,095 \times 10^3}{0,948 \times 108 \times 348} = 20,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 20,63 \text{ cm}^2 < A_{min} = 27 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(12T20)** Donc on ce qui nous donne  $A = 24,13 \text{ cm}^2$

• **Armatures de peaux :**

$$h \geq 2(80 - 0,1f_e)$$

$$h \geq 2(80 - 0,1 \times 400)$$

$$h \geq 80 \text{ cm} \Rightarrow h = 120 \geq 80 \text{ cm}$$

$$A_{peaux} \geq 3 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de paroi}$$

$$A_{peaux} = 1,2 \times 3 = 3,6 \text{ cm}^2$$

**On adopte : 4T16 ; A= 8,04 cm<sup>2</sup>**

**V.2.3.1. Vérification du ferrailage de la poutre :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 108 \times 2,10}{400} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{adpt} > A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{522 \times 10^3}{(45 \times 108) \times 10^2} = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{1,5} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa. ....condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 34,28 \text{ mm} ; 45 \text{ mm} ; 20 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 97,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

On Prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le **RPA 99/V2003** :

- **En Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_1 \right\} = \min \{ 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 24 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **En Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,535 ; 0,4 \} = 0,535 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,535 \times 45}{235} = 0,102 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\emptyset 10 = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_t \geq 0,102 \text{ m}^2 \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 522 \text{ KN} ; M_{ap} = 1120,885 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{1120,885}{0,9 \times 108 \times 10^{-2}} = 1153,17 \text{ KN} > 522 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction

- **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appuie la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$ , donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow \frac{2 \times 522 \times 1,5}{0,8 \times 45 \times 25 \times 10}$$

$$a \geq 0,174 \text{ m} = 17,4 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(41 \text{ cm}; 97,2\text{cm}) = 41 \text{ cm}; a > 17,4 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Entraînement des armatures :**

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{\text{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  = Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour HA

T : Effort tranchant maximum ; T= 522 KN

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 14 ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 2 = 6,28 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{522 \times 10^3}{0,9 \times 108 \times 6,28 \times 14 \times 10^2} = 0,61 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{\text{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 0,61\text{MPa} < \overline{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur ne que doit pas avoir une barre droite de diamètre  $\Phi$  pour équilibrer une contrainte d'adhérence  $\tau_s$ .

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,84} = 70,42 \text{ cm} \end{cases}$$

• **La longueur de recouvrement :**

D'après le **RPA 99/V2003**, la longueur minimale de recouvrement est de  $50\Phi$  en zone III de :

$$\begin{cases} \Phi = 20\text{mm} \Rightarrow L = 100\text{cm} \\ \Phi = 16\text{mm} \Rightarrow L = 80\text{cm} \end{cases}$$

**V.2.3.2 Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{\text{ser}} = 815,733 \text{ KN.m}; A = 23,03 \text{ cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - nA(d - y) = 0 \rightarrow 22,5y^2 + 345,4y - 37308,6 = 0 \rightarrow y = 33,76 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = \frac{45 \times 33,76^3}{3} + (15 \times 23,03 \times (108 - 33,76)^2)$$

$$I = 2481137,603 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{815,733 \times 10^3}{2481137,607} \times 33,76 = 11,099 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Détermination des contraintes dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$ .

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{815,733 \times 10^3}{2481137,603} \times (108 - 33,76) = 39,053 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 39,053 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**V.2.3.3. Vérification de la flèche :**

$$M_{t,ser} = 815,733 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,ser} = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(13,5 + 0) \times 13,60^2}{8} = 312,12 \text{ KN.m}$$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{120}{1360} = 0,088 > 0,062 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{120}{1360} = 0,088 > \frac{471,708}{10 \times 312,12} = 0,15 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{12,97}{45 \times 108} = 0,0026 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**V.2.4. Poutre secondaire : ( 40x85)cm<sup>2</sup> :(étage courant )**

- **Armatures longitudinales :**

$$A_{min} = 0,5\% b.ht = 0,5 \times 40 \times 85 / 100 = 17 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\% b.ht = 4 \times 40 \times 85 / 100 = 136 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max2} = 6\% b.ht = 6 \times 40 \times 85 / 100 = 204 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Niveau	Section	Moment (KN.m)		Moment de calcul	T (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>peaux</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>						
étage courante	Appuis	349,292	483,40	483,40	223	17	19,70	12T16 A=24,13	4T16 A=8,04
	Travée	96,674	395,914	385,914			15,88	12T14 A=18,47	

**Tableau V.1 : poutre secondaire**

V.2.4.1. Vérification du ferrailage de la poutre :

Les Conditions	Les Vérifications	
Condition de non fragilité	$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 3,62 \text{ cm}^2$	$A_{\text{adpt}} > A_{\min} \Rightarrow \text{C.V}$
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = 0,73 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$ $= 3,33 \text{ MPa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{C.V}$
Ancrage des armatures aux niveaux des appuis	$\delta_u = \frac{M_{\text{ap}}}{Z} = 702,106 \text{ KN}$	$\delta_u < T \Rightarrow \text{C.V}$
Compression de la bielle d'about	$\bar{\Sigma}_b = \frac{2T}{ab} < \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}}$ $a \geq 0,084 \text{ m} = 8,4 \text{ cm}$ $a' = b - 4 = 36 \text{ cm}$ $a = \min(a' ; 0,9d) = 36 \text{ cm}$	$a \geq 8,4 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
Vérification de la contrainte d'adhérence	$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$ $\tau_{\text{ser}} = 0,5372 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$	$\tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} \Rightarrow \text{C.V}$

Tableau V.2 : Vérification du ferrailage de la poutre

V.2.4.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

$M_{\text{ser}} = 254,401 \text{ KN.m} ; A = 9,95 \text{ cm}^2 ; y = 20,45 \text{ cm} ; I = 582914,05 \text{ cm}^4$

Les conditions	Les vérifications	
Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$ $= 8,29 \text{ MPa}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$
Détermination des contraintes dans l'acier tendue $\sigma_{st}$	$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y)$ $= 39,14 \text{ MPa}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$ $= 201,63 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C.V}$

Tableau V.3 : Vérification des contraintes à l'ELS

**V.2.4.3. Vérification de la flèche :**

$$M_{t\text{ ser}} = 254,401 \text{ KN.m}$$

$$M_{o\text{ ser}} = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(8,5 + 2,125) \times 9,8^2}{8} = 127,55 \text{ KN.m}$$

Les conditions	Les vérifications	
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$	0,09 > 0,062	<b>C.V</b>
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\text{ ser}}}{10 \times M_{o\text{ ser}}}$	0,09 > 0,199	<b>C.V</b>
$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	0,0032 < 0,0105	<b>C.V</b>

**Tableau V.4 : Vérification de la flèche**

**V.2.5. Poutres courbe: (45x120) cm<sup>2</sup> :(étage courants)**

- **Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} = 0,5\% b.ht = 0,5 \times 45 \times 120 / 100 = 27 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b.ht = 4 \times 45 \times 120 / 100 = 216 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% b.ht = 6 \times 45 \times 120 / 100 = 324 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Niveau	Section	Moment (KN.m)		Moment de calcul	T (KN)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>peaux</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>						
étage courante	Appuis	370,35	676,52	676,52	156,79	27	18,89	<b>12T16</b> A=24,13	<b>4T16</b> A=8,04
	Travée	208,19	478,27	478,27			13,16	<b>8T16</b> A=16,08	

**Tableau V.5 : Poutre courbée**

V.2.5.1. Vérification du ferrailage de la poutre :

Les Conditions	Les Vérifications	
Condition de non fragilité	$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5,87 \text{ cm}^2$	$A_{\text{adpt}} > A_{\min} \Rightarrow \text{C.V}$
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = 0,32 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$ $= 3,33 \text{ MPa}$	$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{C.V}$
Ancrage des armatures aux niveaux des appuis	$\delta_u = \frac{M_{\text{ap}}}{Z} = 696 \text{ KN}$	$\delta_u < T \Rightarrow \text{C.V}$
Compression de la bielle d'about	$\bar{\Sigma}_b = \frac{2T}{ab} < \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}}$ $a \geq 0,052 \text{ m} = 5,2 \text{ cm}$ $a' = b - 4 = 41 \text{ cm}$ $a = \min(a' ; 0,9d) = 41 \text{ cm}$	$a \geq 8,4 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$
Vérification de la contrainte d'adhérence	$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$ $\tau_{\text{ser}} = 0,21 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$	$\tau_{\text{ser}} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} \Rightarrow \text{C.V}$

Tableau V.6 : Vérification du ferrailage de la poutre

V.2.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

$M_{\text{ser}} = 273,966 \text{ KN.m} ; A = 7,42 \text{ cm}^2 ; y = 20,77 \text{ cm} ; I = 981290,27 \text{ cm}^4$

Les conditions	Les vérifications	
Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$ $= 5,8 \text{ MPa}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{C.V}$
Détermination des contraintes dans l'acier tendue $\sigma_{st}$	$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y)$ $= 38,97 \text{ MPa}$ $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$ $= 201,63 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{C.V}$

Tableau V.7 : Vérification des contraintes à l'ELS

V.2.5.3. Vérification de la flèche :

$$M_{t\text{ ser}} = 273,966 \text{ KN.m}$$

$$M_{o\text{ ser}} = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(13,5+0) \times 13,2^2}{8} = 294,03 \text{ KN.m}$$

Les conditions	Les vérifications	
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$	0,091 > 0,0625	<b>C.V</b>
$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\text{ ser}}}{10 \times M_{o\text{ ser}}}$	0,091 > 0,093	<b>C.V</b>
$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	0,0026 < 0,0105	<b>C.V</b>

Tableau V.8 : Vérification de la flèche

• **Bloc B :**

Les résultats de ferrailage des poutres principales, secondaire et courbée du bloc (B) sont résumés dans les tableaux suivants :

**Poutre principale :(45×100) cm<sup>2</sup> : (Terrasse)**

Poutres Intermédiaire									
Niveau	section	Moment (KN.m)		Moment de calcul (kN.m)	T max (KN)	A min (cm <sup>2</sup> )	A cal (cm <sup>2</sup> )	A adopter (cm <sup>2</sup> )	A peaux (cm <sup>2</sup> )
		Msp <sub>1</sub>	Msp <sub>2</sub>						
Terrasse	Appuis	224,84	337,80	337,802	106,94	22,5	11,16	<b>8T16</b> A=16,08	<b>4T16</b> A=8,04
	Travée	122,87	268,77	268,765			8,82	<b>8T16</b> A=16,08	

Tableau V.9 : Poutres principales intermédiaire

Poutres de rive									
Niveau	Section	Moment (KN.m)		Moment de calcul (kN.m)	T max (KN)	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>peaux</sub>
		Msp <sub>1</sub>	Msp <sub>2</sub>						
Terrasse	Appuis	406,35	426,81	406,351	147,51	22,5	13,53	8T16 A=16,08	4T16 A=8,04
	Travée	230	228,26	230			7,51	8T14 A= 12,32	

Tableau V.10 : Poutres principales de rive

Poutres secondaires (40×85) cm<sup>2</sup>

Niveau	Section	Moment (KN.m)		Moment de calcul (kN.m)	T max (KN)	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>peaux</sub> (cm <sup>2</sup> )
		Msp <sub>1</sub>	Msp <sub>2</sub>						
Terrasse	Appuis	196,66	205,71	196,66	76,42	17	7,62	8T14 A=12,32	4T14 A=6,16
	Travée	67,92	81,77	81,77			3,11	8T14 A=12,32	

Tableau V.11 : Poutres secondaires

Poutre courbe (40×85)cm<sup>2</sup> :

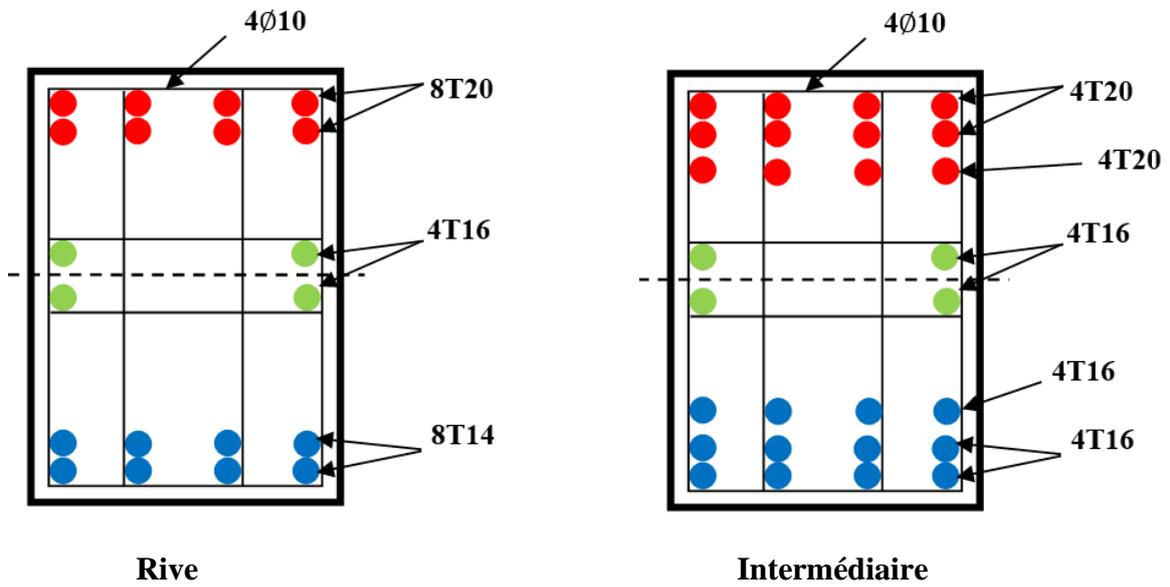
Niveau	Section	Moment (kN.m)		Moment de calcul (kN.m)	T max (kN)	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>peaux</sub> (cm <sup>2</sup> )
		Msp <sub>1</sub>	Msp <sub>2</sub>						
Terrasse	Appuis	95,436	164,701	164,701	66,28	17	6,5	8T14 A=12,32	4T14 A=6,16
	Travée	64,258	71,925	64,258			2,44	8T14 A=12,32	

Tableau V.12 : Poutre courbe

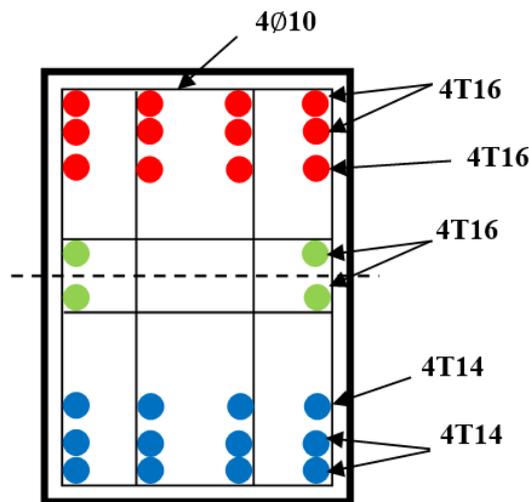
V.2.6. Disposition du ferrailage :

BLOC A : étage courant

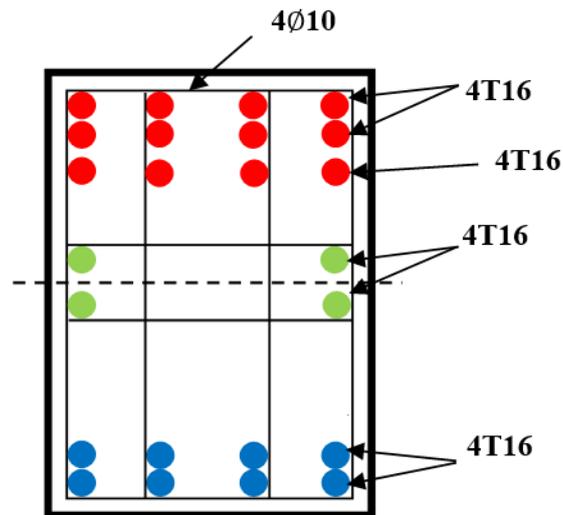
Poutre principale : (45 × 120 cm<sup>2</sup>)



Poutre secondaire : (40 × 85 cm<sup>2</sup>)

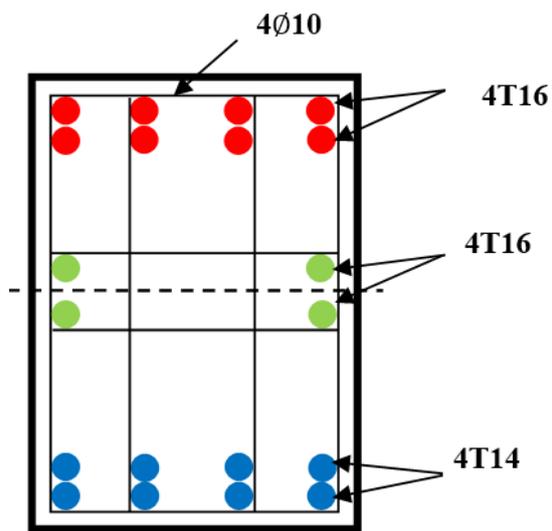


Poutre courbé : (45×120 cm<sup>2</sup>)

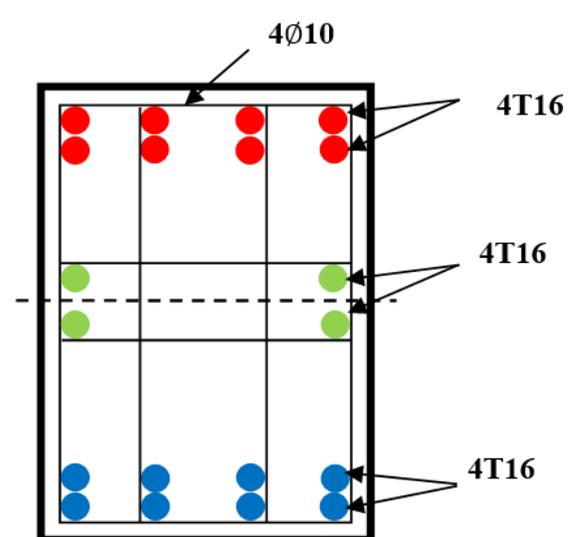


BLOC B :Terrasse

Poutre principale : (45×100 cm<sup>2</sup>)

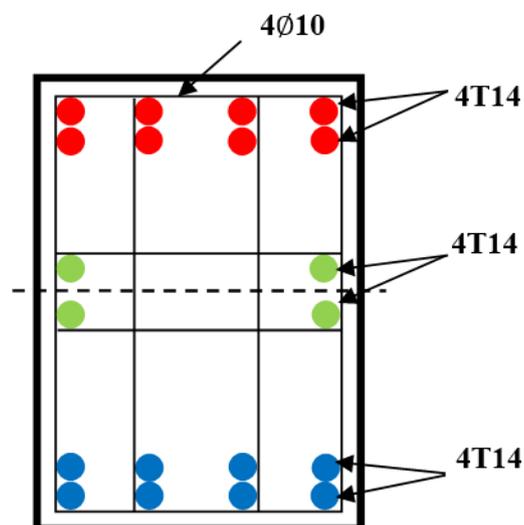


Rive



Intermédiaire

Poutre secondaire : (40×85cm<sup>2</sup>)



Poutre courbée : (40×85 cm<sup>2</sup>)

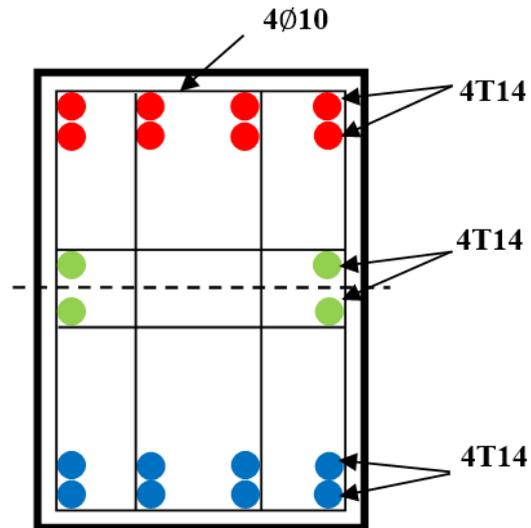


Figure V.1 : Ferrailage des poutres

**V.3. Ferrailage des poteaux :****• Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

Sollicitations de 1<sup>ème</sup> genre (BAEL 91) :

$$\{S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{corrsepondant}} \dots\dots A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{corrsepondant}} \dots\dots A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{corrsepondant}} \dots\dots A_3 \end{cases}$$

Sollicitations de 2<sup>ème</sup> genre (RPA99/V2003) :

$$\begin{cases} Sp2 = 0,8G \pm E \\ Sp2 = 0,8G \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{corrsepondant}} \dots\dots A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{corrsepondant}} \dots\dots A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{corrsepondant}} \dots\dots A_6 \end{cases}$$

**Situation accidentelle :**

Béton :  $\gamma_b = 1,15$  ,  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ,  $\sigma_b = 14,17\text{MPa}$

Acier :  $\gamma_s = 1$  ,  $\sigma_s = 400\text{MPa}$

**Situation normale ou durable:**

Béton :  $\gamma_b = 1,5$  ,  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ,  $\sigma_b = 14,17\text{MPa}$

Acier :  $\gamma_s = 1,15$  ,  $\sigma_s = 400\text{MPa}$

**V.3.1. Ferrailage exigé par le RPA 99/V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochet.
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,9% (zone III).  
 $A_{\min} = 0,9\% \times b \times h$
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 3% en zone courante, 6% en zone de recouvrement.

$$\begin{cases} A_{\max 1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm .
- La longueur minimale des recouvrements est de  $50\Phi$  en zone III .
- La distance entre les barres verticales doit être inférieure à 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

**• Bloc A :**

Nous présentons dans cette partie le récapitulatif des sollicitations et des ferrailages des poteaux circulaires dans le bloc A.

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,9\% \times S$	$A_{\max 1} = 3\% \times S$	$A_{\max 2} = 6\% \times S$
Poteaux 60 cm	25,45(cm <sup>2</sup> )	84,72 (cm <sup>2</sup> )	169,65 (cm <sup>2</sup> )

Tableau V.13 : Les pourcentages minimaux des Aciers.

		Combinaison	Poteau D = 60cm
1 <sup>er</sup> Genre	A <sub>1</sub>	N <sub>max</sub> (KN)	2797,47
		M <sub>cor</sub> (KN.m)	6,826
	A <sub>2</sub>	N <sub>min</sub> (KN)	0,33
		M <sub>cor</sub> (KN.m)	3,668
	A <sub>3</sub>	M <sub>max</sub> (KN.m)	98,73
		N <sub>cor</sub> (KN)	166,51
2 <sup>ème</sup> Genre	A <sub>4</sub>	N <sub>max</sub> (KN)	2077,77
		M <sub>cor</sub> (KN.m)	14,73
	A <sub>5</sub>	N <sub>min</sub> (KN)	610,48
		M <sub>cor</sub> (KN.m)	15,094
	A <sub>6</sub>	M <sub>max</sub> (KN.m)	94,814
		N <sub>cor</sub> (KN)	199,37

Tableau V.14 : Les sollicitations défavorables du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre**Exemple de calcul :**

Le même ferrailage que nous avons trouvé dans le Bloc A , nous l'avons adapté à la Bloc B .

- Dimension du poteau D = 60cm
- Enrobage c = 2.5 cm
- Hauteur utile d = 54 cm
- Contrainte d'acier Fe = 400 MPa
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28} = 25$  MPa
- Contrainte limite de traction de béton  $f_{t28} = 2.1$  MPa
- Fissuration peu préjudiciable

• **Combinaison de 1er genre :**

a)

$$N_{\max} = 2797,47 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 14,73 \text{ KN.m}$$

- **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{6,826}{2797,47} = 0,0024$$

$$M_u = N_u \left( d + \frac{h_t}{2} + e \right) = 2797,47 \left( 0,54 - \frac{0,6}{2} + 0,0024 \right) = 678,11 \text{ KN.m}$$

• **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h = 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 3245,24 \text{ KN.m} \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 2797,47 \times 0,54 \left( 1 - 0,514 \times \frac{2797,47 \times 10^3}{\left( \frac{\pi \times 600^2}{4} \right) \times 0,9 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 2797,47 \text{ kN} < 3245,24 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 678,11 \text{ KN.m} < 908,24 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = A_1' = 0$ ).

b)

$$N_{\min} = 0,33 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 3,668 \text{ KN.m}$$

• **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,668}{0,33} = 11,12$$

$$M_u = N_u \left( d + \frac{h_t}{2} + e \right) = 0,33 \left( 0,54 - \frac{0,6}{2} + 11,12 \right) = 3,75 \text{ KN.m}$$

• **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h = 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 3245,24 \text{ KN.m} \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 0,33 \times 0,54 \left( 1 - 0,514 \times \frac{0,33 \times 10^3}{\left( \frac{\pi \times 600^2}{4} \right) \times 0,9 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 0,33 \text{ kN} < 3245,24 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 3,75 \text{ KN.m} < 0,18 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{cases}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A2 Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée.

- **Calcul du ferrailage :**

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{\left(\frac{\pi \times r^2}{4}\right) \times 0,9 \times f_{bc}} = \frac{3,75 \times 10^3}{\left(\frac{\pi \times 600^2}{4}\right) \times 0,9 \times 14,17} = 0,002 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,75 \times 10^3}{0,999 \times 54 \times 348} = 0,19 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,19 - \frac{0,33}{348} = 0,19 \text{ cm}^2$$

c)

$$N_{cor} = 166,51 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 98,73 \text{ KN.m}$$

• **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{98,73}{166,51} = 0,593$$

$$M_u = N_u \left( d + \frac{h_t}{2} + e \right) = 166,51 \left( 0,54 - \frac{0,6}{2} + 0,593 \right) = 138,7 \text{ KN.m}$$

• **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h = 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 3245,24 \text{ KN.m} \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 166,51 \times 0,54 \left( 1 - 0,514 \times \frac{166,51 \times 10^3}{\left(\frac{\pi \times 600^2}{4}\right) \times 0,9 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\{ N_u = 166,51 \text{ kN} < 3245,24 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\{ M_u = 138,7 \text{ KN.m} < 87,78 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A3 Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

- **Calcul du ferrailage :**

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{\left(\frac{\pi \times r^2}{4}\right) \times 0,9 \times f_{bc}} = \frac{138,7 \times 10^3}{\left(\frac{\pi \times 600^2}{4}\right) \times 0,9 \times 14,17} = 0,071 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{138,7 \times 10^3}{0,9635 \times 54 \times 348} = 7,66 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 7,66 - \frac{166,51}{348} = 7,18 \text{ cm}^2$$

**Combinaison de 2<sup>eme</sup> genre :**

a)

$$N_{\max} = 2077,77 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 14,73 \text{ KN.m}$$

**• Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{14,73}{2077,77} = 0,007$$

$$M_u = N_u \left( d + \frac{h_t}{2} + e \right) = 2077,77 \left( 0,54 - \frac{0,6}{2} + 0,007 \right) = 513,21 \text{ KN.m}$$

**• Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h = 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 3245,24 \text{ KN.m} \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 2077,77 \times 0,54 \left( 1 - 0,514 \times \frac{2077,77 \times 10^3}{\left( \frac{\pi \times 600^2}{4} \right) \times 0,9 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 2077,77 \text{ kN} < 3245,24 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 513,21 \text{ KN.m} < 789,68 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_4 = A_4' = 0$ ).

b)

$$N_{\min} = 610,48 \text{ KN}$$

$$M_{\text{cor}} = 15,094 \text{ KN.m}$$

**• Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{15,094}{610,48} = 0,025$$

$$M_u = N_u \left( d + \frac{h_t}{2} + e \right) = 610,48 \left( 0,54 - \frac{0,6}{2} + 0,025 \right) = 161,78 \text{ KN.m}$$

**• Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h = 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 3245,24 \text{ KN.m} \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 610,48 \times 0,54 \left( 1 - 0,514 \times \frac{610,48 \times 10^3}{\left( \frac{\pi \times 600^2}{4} \right) \times 0,9 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 610,48 \text{ kN} < 3245,24 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 161,78 \text{ KN.m} < 300,97 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_5 = A_5' = 0$ ).

c)

$$N_{cor} = 199,37 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 94,814 \text{ KN.m}$$

• **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{94,814}{199,37} = 0,476$$

$$M_u = N_u \left( d + \frac{h_t}{2} + e \right) = 199,37 \left( 0,54 - \frac{0,6}{2} + 0,476 \right) = 142,75 \text{ KN.m}$$

• **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h = 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times \frac{\pi \times 0,6^2}{4} = 3245,24 \text{ KN.m} \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) = 199,37 \times 0,54 \left( 1 - 0,514 \times \frac{199,37 \times 10^3}{\left( \frac{\pi \times 600^2}{4} \right) \times 0,9 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 199,37 \text{ kN} < 3245,24 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 142,75 \text{ KN.m} < 104,6 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A6 Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

- **Calcul du ferrillage :**

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{\left( \frac{\pi \times r^2}{4} \right) \times 0,9 \times f_{bc}} = \frac{142,75 \times 10^3}{\left( \frac{\pi \times 600^2}{4} \right) \times 0,9 \times 14,17} = 0,073 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{142,75 \times 10^3}{0,9625 \times 54 \times 348} = 7,89 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 7,89 - \frac{199,37}{348} = 7,32 \text{ cm}^2$$

Dans le tableau suivant le récapitulatif des calculs :

Comb	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>eme</sup> genre			A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
	N <sub>u</sub> (KN)	M <sub>u</sub> (KN .m)	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>	N <sub>acc</sub> (KN)	M <sub>acc</sub> (KN.m)	A <sub>cal</sub> cm <sup>2</sup>		
D=60cm	A	2797,47	6,826	0	2077,77	14,733	25,45	10T20 A=31,42
	B	0,33	3,668	0,19	610,48	15,094		
	C	166,51	98,73	7,18	199,37	94,814		

Tableau V.15 : Les sections retenues des poteaux

**V.3.2. Les vérifications :**

Vérification de la contrainte de cisaillement : Poteau D = 60 cm

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{57,52 \times 10^3}{\left(\frac{\pi \times 600^2}{4}\right) \times 0,9} = 0,23 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3, 25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ..... Il n y a pas de risque de cisaillement.

**• Calcul des armatures transversales :**

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par le RPA 99/Version 2003.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \Rightarrow \text{Donc le choix adopté est : } \Phi 8.$$

- **Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul ;

$h_l$  : Hauteur totale de la section brute ;

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

$\rho_a$  : Coefficient correcteur égale à  $\begin{cases} 2,5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

- **Calcul de l'élancement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 4,86}{0,6} = 5,67 \geq 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 57,52 \times 10}{60 \times 235} = 1,53 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4Ø8** →  $A = 2,01 \text{ cm}^2$

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$\text{Alors } \begin{cases} \text{Zone nodale : } t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } t \leq \min \left\{ \frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi \right\} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

**• Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max \{ \tau_u ; 0,4 \text{ MPa} \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 60 \times 15}{235} = 1,53 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2 > 1,53 \text{ cm}^2$  ..... conditions vérifiée

• **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \left\{ \frac{486}{6} ; 60 ; 60 ; 60 \right\} = 81 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h' = 2 \times 120 = 240 \text{ cm} \end{array} \right.$$

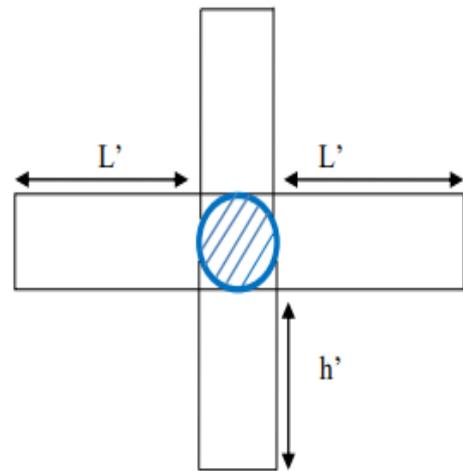


Figure V.2 : La Zone nodale

V.3.3. Disposition du ferrailage :

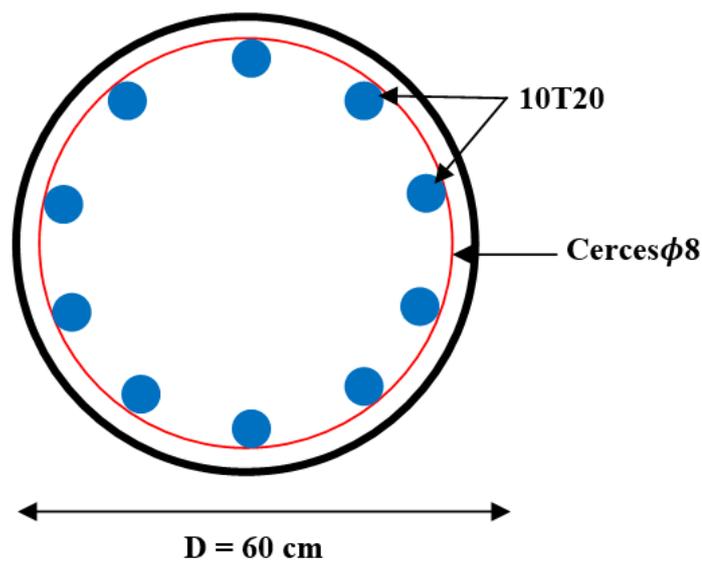


Figure V.3 : Ferrailage des poteaux

**V.4. Etude de la dalle pleine :**

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus il offre par son monolithisme des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments.

**Exemple de calcul :**

On présente un seul exemple de calcul pour le bloc (A) , et les résultats sont généralisés pour le Bloc (B) .

	Sens x	Sens y
Désignation	$M_x$ (KN.m)	$M_y$ (KN.m)
Terrasse	11,95	6,51
Etage courant	12	7,07

**V.4.1. Calcul du ferrillage :****•Terrasse :**

Pour une bande de 1 m :  $b = 100$  cm ;

$d = 0,9 h_t = 0,9 \times 25 = 22,5$  cm ;  $f_{bc} = 14,17$  MPa ;  $\sigma_s = 348$  MPa

**- Sens x :****En travée :**

$M_x = 11,95$  KN.m

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_x}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,95 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,17} = 0,016 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_x}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,95 \times 10^3}{0,992 \times 22,5 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **4T14 p.m** ;Donc on ce qui nous donne **A = 6,16 cm<sup>2</sup>/ml** → **S<sub>t</sub> = 25cm**

**En appuis :**

$M_x = 11,95$  KN.m

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_x}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,95 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,17} = 0,016 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_x}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,95 \times 10^3}{0,992 \times 22,5 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **4T14 p.m** ;Donc on ce qui nous donne **A = 6,16 cm<sup>2</sup>/ml** → **S<sub>t</sub> = 25cm**

- Sens y :

En travée :

$$M_y = 6,51 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_y}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,51 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_y}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,51 \times 10^3}{0,9955 \times 22,5 \times 348} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **4T12 p.m** ; Donc on ce qui nous donne **A= 4,52 cm<sup>2</sup> /ml** → **S<sub>t</sub> = 25cm**

En appuis :

$$M_y = 6,51 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_y}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,51 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_y}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,51 \times 10^3}{0,9955 \times 22,5 \times 348} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **5T12 p.m** ; Donc on ce qui nous donne **A= 5,65cm<sup>2</sup> /ml** → **S<sub>t</sub> = 20cm**

• **Choix des acier :**

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{250}{10} = 25\text{mm} \rightarrow \text{prendre ou plus } \phi 20$$

• **Espacement :**

Fissuration peu préjudiciable

$$S_t \leq \min[3 h_0 ; 33\text{cm}]$$

- Sens x :

$$S_t \leq \min[75 ; 33\text{cm}]$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

- Sens y :

$$S_t \leq \min[75 ; 33\text{cm}]$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

• **Nécessité de disposer des armatures transversales :**

1) On suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.

2) L'épaisseur de la dalle est de 20 cm.

3) On vérifie l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{1,36 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,006 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,006 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$  ; condition vérifiée (pas de risque de cisaillement).

**V.4.2. Vérifications à l'E.L.S. :**

- Sens x :

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$M_{ser} = 8,61 \text{ KN.m}$  ;  $A_s = 1,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $A' = 0$  ;  $d = 22,5 \text{ cm}$  ;  $n = 15$  .

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - nA(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 16,65y - 374,63 = 0 \rightarrow y = 2,58 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,58^3}{3} + (15 \times 1,11 \times (22,5 - 2,58)^2)$$

$$I = 7179,28 \text{ cm}^4$$

• **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,61 \times 10^3}{7179,28} \times 2,58 = 3,09 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

- Sens y:

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$M_{ser} = 4,68 \text{ KN.m}$  ;  $A_s = 0,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $A' = 0$  ;  $d = 22,5 \text{ cm}$  ;  $\eta = 15$  .

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - nA(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 9,3y - 209,25 = 0 \rightarrow y = 1,95 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,95^3}{3} + (15 \times 0,62 \times (22,5 - 1,95)^2)$$

$$I = 4174,58 \text{ cm}^4$$

• **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,68 \times 10^3}{4174,58} \times 1,95 = 2,19 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .....Condition vérifiée.

• **Etage courant :**

Pour une bande de 1 m :  $b = 100 \text{ cm}$  ;

$d = 0,9 h_t = 0,9 \times 25 = 22,5 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- **Sens x :**

**En travée :**

$M_x = 12 \text{ KN.m}$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_x}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_x}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12 \times 10^3}{0,971 \times 22,5 \times 348} = 1,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **4T14 p.m** ; Donc on ce qui nous donne **A = 6,16 cm<sup>2</sup>/ml** → **S<sub>t</sub> = 25cm**

**En appuis :**

$M_x = 12 \text{ KN.m}$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_x}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_x}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12 \times 10^3}{0,971 \times 22,5 \times 348} = 1,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **4T14 p.m** ; Donc on ce qui nous donne **A = 6,16 cm<sup>2</sup>/ml** → **S<sub>t</sub> = 25cm**

- **Sens y :**

**En travée :**

$M_y = 7,07 \text{ KN.m}$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_y}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,07 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_y}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,07 \times 10^3}{0,9955 \times 22,5 \times 348} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **4T12 p.m** ; Donc on ce qui nous donne **A = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml** → **S<sub>t</sub> = 25cm**

**En appuis :**

$M_y = 7,07 \text{ KN.m}$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_y}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,07 \times 10^3}{100 \times 22,5^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_y}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,07 \times 10^3}{0,9955 \times 22,5 \times 348} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: **5T12 p.m** ; Donc on ce qui nous donne **A = 5,65 cm<sup>2</sup> /ml** → **S<sub>t</sub> = 20cm**

• **Choix des aciers :**

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm} \rightarrow \text{prendre ou plus } \phi 20$$

• **Espacement :**

Fissuration peu préjudiciable

$$S_t \leq \min[3 h_0 ; 33\text{cm}]$$

- **Sens x :**

$$S_t \leq \min[75 ; 33\text{cm}]$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

- **Sens y :**

$$S_t \leq \min[75 ; 33\text{cm}]$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

• **Nécessité de disposer des armatures transversales :**

1) On suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.

2) L'épaisseur de la dalle est de 20 cm.

3) On vérifie l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{1,55 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,007 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,007 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} ; \text{ condition vérifiée ( pas de risque de cisaillement ).}$$

**V.4.3. Vérifications à l'E.L.S. :**

- **Sens x :**

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M_{ser} = 8,62 \text{ KN.m} ; A_s = 1,12 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0 ; d = 22,5 \text{ cm} ; n = 15 .$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - nA(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 16,8y - 378 = 0 \rightarrow y = 2,59 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,59^3}{3} + (15 \times 1,12 \times (22,5 - 2,59)^2)$$

$$I = 7238,79 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,62 \times 10^3}{7238,79} \times 2,59 = 3,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens y :**

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M_{ser} = 5,08 \text{ KN.m} ; A_s = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; d = 22,5 \text{ cm} ; n = 15 .$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - nA(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 9,75y - 219,375 = 0 \rightarrow y = 2 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2^3}{3} + (15 \times 0,65 \times (22,5 - 2)^2)$$

$$I = 4364,10 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,08 \times 10^3}{4364,10} \times 2 = 2,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,33 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

# CHAPITRE VI: ÉTUDE DES VOILES

## VI. INTRODUCTION :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (portiques-voiles) ; ce système de contreventement est conseillé en zone sismique car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. De l'interaction portiques – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure

- **Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas de torsion.
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

- **Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

- **Principe de calcul:**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable. Selon les combinaisons suivantes :

- **G + Q + E** (Vérification du béton).
- **0.8 G ± E** (Calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifié selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les voiles en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- Armatures verticales

- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- Armatures transversales.

- **La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \times v \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

**Avec :**

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

- **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 R.P.A 99/ (**Version 2003**).

$A_{min} = 0,15\% . a.l$

- **2<sup>ème</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_c}$$

On compare  $A_v$  à la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si :  $A_v < A_{min} = 0,15 \% a \times L,$  On ferraille avec la section minimale.

Si :  $A_v > A_{min},$  On ferraille avec  $A_v$ .

- **3<sup>ème</sup> cas :**

Si:  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- **Les armatures verticales :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de Flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures , les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %.

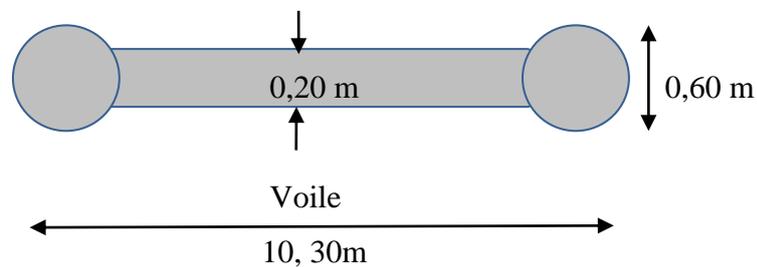
- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

### VI.1. Ferrailage des voiles :

#### Exemple de l'études :



- $A = 2,505 \text{ m}^2$
- $I = 28,52 \text{ m}^4$
- $v = v' = 5,15 \text{ m}$
- $N = 2445,35 \text{ KN}$
- $M = 40,68 \text{ KN.m}$
- $T = 21,58 \text{ KN}$

#### VI-1-1- Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2445,35}{2,505} + \frac{40,68 \times 5,15}{28,52} = 0,9835 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2445,35}{2,505} - \frac{40,68 \times 5,15}{28,52} = 969 \text{ kN/m}^2 = 0,969 \text{ MPa}$$

On a  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \times L_c$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{\min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Le diamètre « D » :**

$$D \leq \frac{1}{10} \times a \Rightarrow D \leq \frac{1}{10} \times 200 \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On prend **D = 12 mm.**

Donc on prend : **5T12 p.m.** = 5,65 cm<sup>2</sup>/m

- **L'espacement « St » :**

- Selon le **BAEL 91**, on a :

$$St \leq \min \{2.a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le **RPA99/V2003** on a :

$$St \leq \min \{1,5 \times a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc:

$$St \leq \min \{St_{\text{BAEL91}}; St_{\text{RPA 99}}\}$$

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

On adopte:  $St = 20 \text{ cm}$

### **VI.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement « $\tau_b$ » :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (**Art 7.2.2 RPA 99/V2003**).

la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile ; T= 21,58KN.

$b_0$  : épaisseur de voile  $b_0 = 20 \text{ cm}$  .

d : hauteur utile,  $d = 0,9h \Rightarrow d = 0,9 \times 1030 = 927 \text{ cm}$ .

L : la longueur totale de voile , L = 1030 cm .

La contrainte limite est :  $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5\text{MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante :  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1,4 \times \frac{21,58 \times 10^3}{9270 \times 200} = 0,016 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,016 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

**VI.1.3. Vérification des contraintes de béton  $\sigma_b$  à L'ELS :**

$N_s = 1239,83 \text{ kN}$  ;  $M_s = 30,21 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1239,83}{2,505} + \frac{30,21 \times 5,15}{28,52} = 500,4 \text{ KN/m}^2 = 0,5004 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{1239,83}{2,505} - \frac{30,21 \times 5,15}{28,52} = 489,5 \text{ KN/m}^2 = 0,4895 \text{ MPa}$$

$$\max(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\max(0,5004 ; 0,4895) = 0,5004 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

**VI.1.4. Vérification de la stabilité du voile «flambement » a l'ELU :**

$$N_u \leq N_{u\text{lim}}$$

$N_u$  : l'effort normal appliquée.

$N_{u\text{lim}}$  : l'effort ultime capacité.

$$N_u = \sigma_{\text{moy}} \times d \times a$$

$$N_{u\text{lim}} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\text{ELU} \begin{cases} N_u = 1701,26 \text{ kN} \\ M_u = 41,36 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \times V \Rightarrow \sigma_1 = \frac{1701,26}{2,505} + \frac{41,36}{28,52} \times 5,15 = 686,61 \text{ kN/m}^2 = 0,687 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \times V' \Rightarrow \sigma_2 = \frac{1701,26}{2,505} - \frac{41,36}{28,52} \times 5,15 = 671,67 \text{ kN/m}^2 = 0,672 \text{ MPa} > 0$$

( $\sigma_1$  et  $\sigma_2 > 0$ ) Donc la section est totalement comprimé .

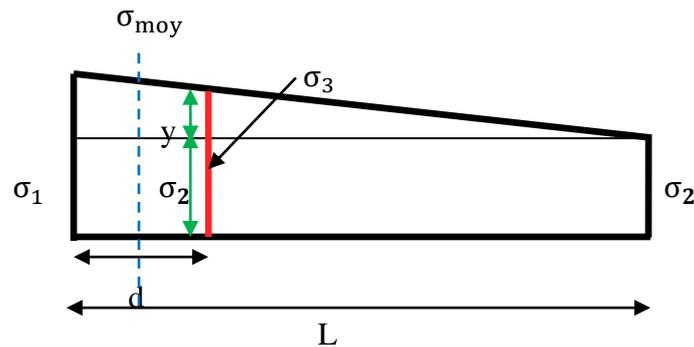


Figure VI.1 : Répartition des contraintes le long du voile

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right\}$$

$d$  : la longueur de la zone comprimé.

$L_c$  : la longueur de voile,  $L_c = 10,30\text{m}$

$h_e$  : la hauteur d'étage .

$$d \leq \min \left\{ \frac{4,86}{2} ; \frac{2}{3} \times 10,30 \right\}$$

$$d \leq 2,43 \text{ m} \Rightarrow d = 2,40 \text{ m}$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L} = \frac{y}{L - d}$$

$$y = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) \times (L - d)}{L} = \frac{(0,687 - 0,672) \times (10300 - 2400)}{10300} = 0,0115 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$$

$$\sigma_3 = \sigma_2 + y$$

$$\sigma_3 = 0,672 + 0,0115 = 0,684 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{0,684 + 0,687}{2} = 0,6855 \text{ MPa}$$

- l'effort normal appliquée :

$$N_u = \sigma_{\text{moy}} \times d \times a$$

Avec :

•  $d$  : la longueur de la zone comprimé,  $d = 2,40 \text{ m}$

•  $a =$  l'épaisseur de voile,  $a = 20 \text{ cm} = 0,20 \text{ m}$

$$N_u = 0,6855 \times 10^3 \times 2,40 \times 0,20 = 329,04 \text{ KN}$$

- l'effort ultime capacité :

$$N_{u\text{lim}} = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

•  $A_s$  : la section d'armatures longitudinale,  $A_s = 0$ .

•  $f_{c28}$  = Contrainte caractéristique du béton a 28 jours ( $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ )

•  $f_e$  = limite élastique de l'acier.  $f_e = 400 \text{ MPA}$ .

- $\gamma_b$  = coefficient de sécurité du béton  $\gamma_b = 1,5$ .
- $Br$  : section réduite de voile ,  $Br = d \times ( a - 2cm )$
- $\alpha$  : facteur réducteur de  $Nu_{lim}$  , il est fonction de  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)\right]} & \text{Si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 80 \end{cases}$$

- $l_f$  : la longueur de flambement :

- Voile de rive :

$$l_f = 0,85 \times h_e$$

- Voile intermédiaire :

$$l_f = 0,80 \times h_e$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

On a voile de rive donc :

$$l_f = 0,85 \times 4,86 = 4,131 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = d \times a = 2,40 \times 0,20 = 0,48 \text{ m}$$

$$I_{xx'} = \frac{d \times a^3}{12} = \frac{2,40 \times 0,20^3}{12} = 0,0016 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0,0016}{0,48}} = 0,058$$

$$\lambda = \frac{4,131}{0,058} = 71,22$$

$$\lambda = 50 < 71,22 < 100 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{71,22}\right)^2 = 0,30$$

$$Br = 240 \times ( 20 - 2cm ) = 4320 \text{ cm}^2 \Rightarrow 43,20 \text{ m}^2$$

$$Nu_{lim} = \alpha \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right] = 0,30 \left[ \frac{4320 \times 25 \times 10^2}{0,9 \times 1,5} \right]$$

$$Nu_{lim} = 2400 \text{ KN}$$

$$Nu = 329,04 \text{ KN} \leq Nu_{lim} = 2400 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**VI.2. Disposition des armatures :**

• **Armatures verticales :**

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur. La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, être doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a :

$S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t / 2 = 10\text{cm} \leq 15\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

$L = 1030 \text{ cm} \Rightarrow L/10 = 103 \text{ cm} .$

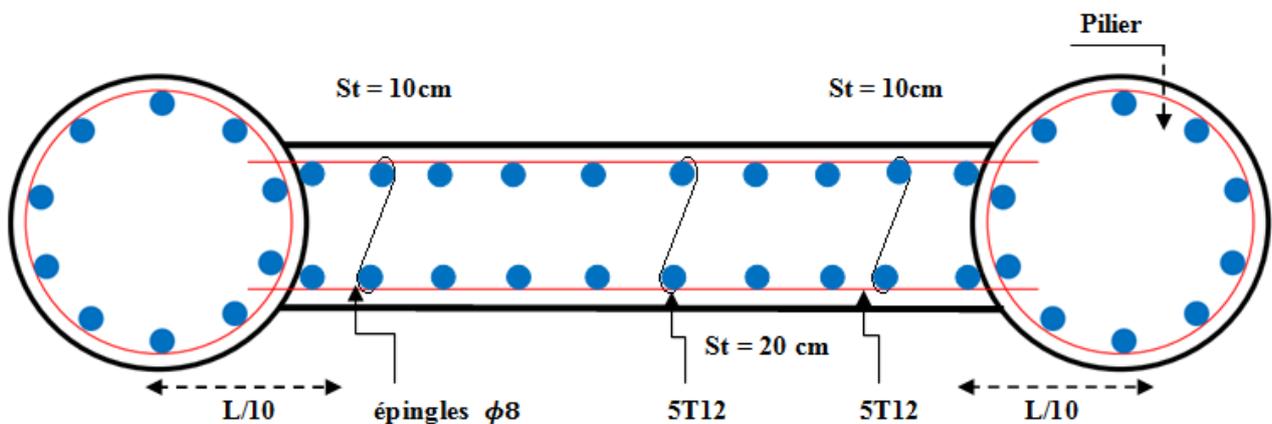
• **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø. Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur, Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués, Conformément aux règles de béton armé en vigueur  $S_t \leq \min (1,5.a; 30 \text{ cm})$ .

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. D'après le R.P.A 99/ version 2003, on adopte le même ferrailage que les armatures :Verticales soit T12 avec un espacement de 20 cm.

• **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.



**Figure VI.3 :** Disposition des armatures du voile

# **CHAPITRE VII:**

**Etude de**

**L'infrastructure**

**VII. Introduction :**

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous Dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol les charges verticales et Les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations Avec la superstructure, et, d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol. Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre Les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique Armé d'un double quadrillage d'armatures.

**VII.1. Voile périphérique :**

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur  $\geq 15$  cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de  $50 \varnothing$  pour le renforcement des angles.

Pour notre étude :

- ✓ On adopte  $e = 20$  cm.
- ✓ La hauteur du voile périphérique est égale à  $h = 3,60$  m, et on fait le calcul pour une bande de 1 m.
- ✓ Le voile le plus sollicité a une longueur de 9,2 m.
- ✓  $Q$  : surcharge d'exploitation =  $1,5 \text{ kN/m}^2 \approx 0,15 \text{ t/m}^2$ .
- ✓  $\gamma t$ : poids volumique de la terre =  $17 \text{ kN/m}^3 \approx 1,7 \text{ t/m}^3$ .
- ✓  $\Phi$  : angle de frottement interne du sol =  $35^\circ$ .
- ✓  $Ka$  : coefficient de poussée des terres :  $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

$$Ka' = \cos ( Ka\beta - \lambda )$$

$$\text{Pour : } \beta = \lambda = 0^\circ$$

$$Ka' = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

**VII.1.1. Calcul des charges :**

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

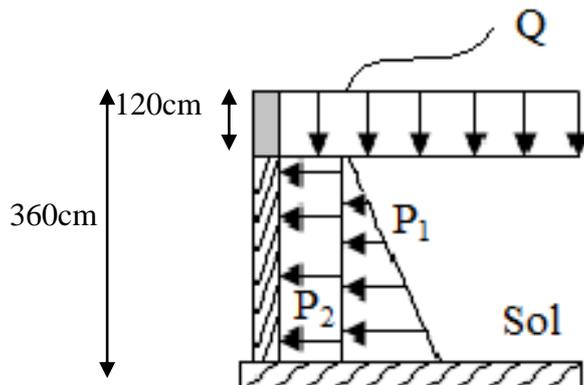
**a) Poussée des terres :**

$$p1 = Ka \times \gamma t \times (1 \times h) = 0,271 \times 17 \times (1 \times 3,6) = 16,6 \text{ KN/m}$$

**b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :**

$$p_2 = Ka' \times Q \times h = 0,271 \times 1,5 \times 3,60 = 1,46 \text{ KN/m}$$

Le diagramme des pressions correspondant à  $p_2$  est alors un rectangle de hauteur  $h$  et de base  $Ka', \Phi$ , et la résultante  $p_2$  passe au milieu de la hauteur du mur.



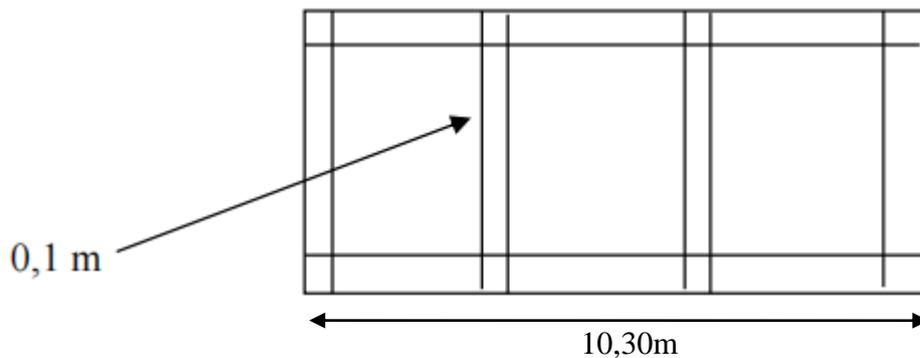
**Figure VII.1 :** Coupe explicative des charges sur le voile périphérique.

**c) la charge pondérée :**

$$qu = 1,35 p_1 + 1,5 p_2 = 1,35 (16,6) + 1,5 (1,46) = 24,6 \text{ KN/m}$$

**VII.1.2. Calcul des sollicitations :**

On a injecté des raidisseurs de 10 cm pour fractionner le voile de 10,3 m.



**Figure VII.2 :** Ajout de raidisseurs.

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée :

$$\begin{cases} L_x = 3,6 - 1,2 = 2,4 \text{ m} \\ L_y = 2,97 \text{ m} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,4}{2,97} = 0,69 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 côtés travaille dans les deux sens :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,69 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0697 \\ \mu_y = 0,4181 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 0,0697 \times 24,6 \times 2,4^2 = 9,88 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0,4181 \times 9,88 = 4,13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont :  $\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{ox} = 8,4 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{oy} = 3,51 \text{ KN.m} \end{cases}$

- **Vérification :**

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 3,51 \text{ kN.m} \geq \frac{8,4}{4} = 2,1 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.1.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour 1m de largeur.

- **Sens L<sub>x</sub> :**

$$M_{tx} = 8,4 \text{ kN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{8,4 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,018 \geq 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,4 \times 10^4}{0,991 \times 18 \times 348} = 1,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens L<sub>y</sub> :**

$$M_{ty} = 3,51 \text{ kN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{3,51 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,008 \geq 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,51 \times 10^4}{0,996 \times 18 \times 348} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### VII.1.4. Condition de non fragilité :

- **Sens L<sub>y</sub> :**

D'après le RPA 99/v2003 :

$$A_{y \text{ min}} = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \text{ min}} = 8 \times h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max ( A_{t \text{ cal}} ; A_{\text{min RPA}} ; A_{\text{min BAEL}} ) = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : **4T12 p.m**  $\rightarrow A_{ty} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Sens L<sub>x</sub> :**

D'après le RPA 99/v2003 :

$$A_{x \text{ min}} = 0,1\% \times b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left( \frac{3 - 0,69}{2} \right) = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :  $A_{\text{adoptée}} = \max (A_{\text{t cal}} ; A_{\text{min RPA}} ; A_{\text{min BAEL}}) = 2,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : **4T12 p.m**  $\rightarrow A_{\text{ty}} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

### VII.1.5. Vérifications :

#### a) Vérification de l'effort tranchant :

On a  $\alpha = 0,69 > 0,4$

$$\begin{cases} V_x = q_u \times \frac{L_x}{2(1+\frac{\alpha}{2})} = 24,6 \times \frac{2,4}{2(1+\frac{0,69}{2})} = 21,95 \text{ KN.m} \\ V_y = q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 24,6 \times \frac{2,4}{3} = 19,68 \text{ KN.m} < V_x = 21,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$V_{\text{max}} = V_x = 21,95 \text{ KN.m}$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{d \times b} = \frac{21,95 \times 10^3}{180 \times 1000} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \frac{0,18 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,18 \times 25}{1,5} = 3 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$  Le mur est bétonné sans reprise dans son épaisseur ; alors, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### b) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$A_{\text{vec}} : \begin{cases} \alpha = 0,69 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0755 \\ \mu_y = 0,5704 \end{cases}$$

$q_{\text{ser}} = p_1 + p_2 = 16,6 + 1,46 = 18,06 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_{\text{ox}} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times L_x^2 \\ M_{\text{oy}} = \mu_y \times M_{\text{ox}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{\text{ox}} = 0,0755 \times 18,06 \times 2,4^2 = 7,85 \text{ KN.m} \\ M_{\text{oy}} = 0,5704 \times 7,85 = 4,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont :  $\begin{cases} M_{\text{tx}} = 0,85 \times M_{\text{ox}} = 6,67 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ty}} = 0,85 \times M_{\text{oy}} = 3,81 \text{ KN.m} \end{cases}$

#### • Sens $L_x$ :

$A_s = A_{\text{tx}}$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{Abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_{\text{sx}} = \frac{M_{\text{tx}}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{6,67 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 126,62 \text{ MPa}$$

$\overline{\sigma_{\text{st}}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$ ; Fissuration préjudiciable

Avec :

$\eta$  est le coefficient de fissuration ; pour HA  $\phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$\overline{\sigma_{\text{st}}} = \min (266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$

$\sigma_{\text{sx}} = 126,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{\text{st}}} = 201,63 \text{ MPa}$  .....Condition vérifiée

$\sigma_{\text{bc}} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{126,62}{58,53} = 2,16 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée**

Donc, les armatures calculées à l'E.L.U conviennent .

- Sens  $L_y$  :

$$A_s = A_{ty}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{Abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{3,81 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 72,33 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right); \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

$\eta$  est le coefficient de fissuration ; pour HA  $\phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

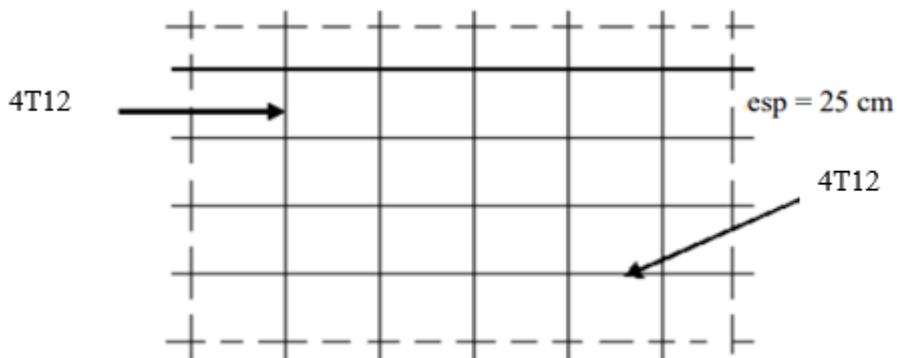
$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,67 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sx} = 73,33 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{73,33}{58,53} = 1,24 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc, les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Le voile périphérique sera ferrillé en deux nappes avec **4T12** = 4,52 cm<sup>2</sup>/m chacune et avec Un espacement de 25 cm.



**Figures VII.3** : Disposition du ferrillage de voile périphérique.

## VII.2. Etude des fondations

### Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, au quelles elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

Notre terrain à une contrainte admissible de 2,0 bars à un ancrage de 2,00 m.

Sachant que le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol ( $\overline{\sigma}_{sol}$ )
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

Et vu le nombre d'étages de la construction et la charge d'exploitation, ainsi que l'existence d'un nombre assez important des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former **un radier général** qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol .
- Transmettre au sol la totalité des efforts .
- Éviter les tassements différentiels.

Dans ce chapitre, on calcule un seul bloc (A).

### VII.2.1. Le radier général :

- **Définition :**

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmettre tout en résistant aux contraintes de sol.

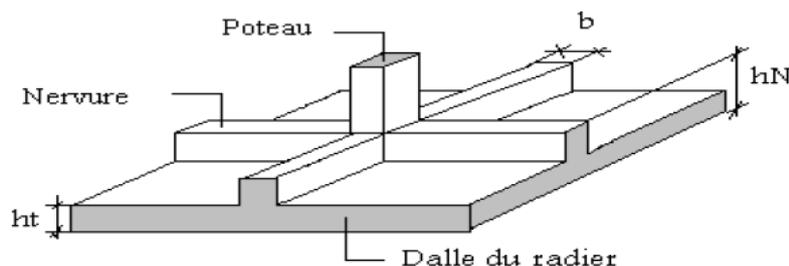


Figure VII.4 : Radier général

- **Les combinaisons d'action :**

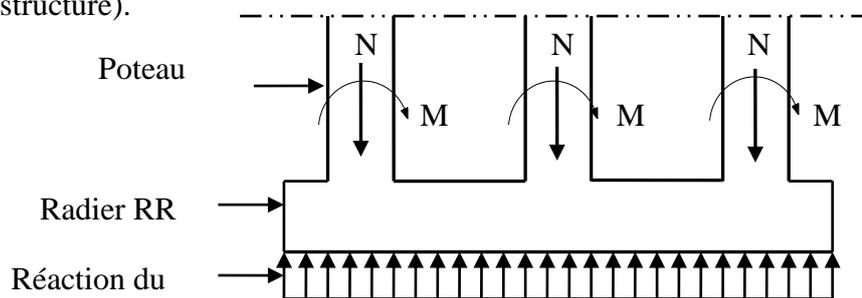
D'après le RPA99 (article **10.1.4.1**) les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

### VII.2.1.1. Calcul du radier :

Un radier c'est une semelle unique de très grande dimension commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol  $\approx$  poids total de la structure).



**Figure VII.5 :** Schéma du radier

### VII.2.1.2. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues à la Superstructure :

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i = 30479,809 \text{ KN}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^8 Q_i = 12727,672 \text{ KN}$$

**Avec :**

$G_T$  : la charge permanente totale.

$Q_T$  : la charge d'exploitation totale.

- **Combinaison d'actions :**

A L'ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow 1,35(30479,809) + 1,5(12727,672) = 60239,25 \text{ KN}$$

A L'ELS :

$$N_{ser} = G + Q \Rightarrow 30479,809 + 12727,672 = 43207,48 \text{ KN}$$

- **Surface minimale du radier :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{43207,48}{2 \times 10^2} = 216,04 \text{ m}^2$$

Pour le calcul, on prend un débord de 60 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise  $S_{radier} = \text{Surface} = 1042,34 \text{ m}^2$

**VII.2.1.3. Calcul de l'épaisseur de la dalle du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

**1<sup>ère</sup> Condition :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

**Avec :**

$$V_u : \text{l'effort tranchant ultime ; } V_u = \frac{Q_u \cdot L}{2}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; **L = 9,40 m**

$$Q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{60239,25}{1042,34} = 57,79 \text{ KN /m}^2$$

Pour une bande de 1 mètre linéaire :

$$Q_u = 57,79 \text{ KN /m}^2 \times 1 \text{ m} = 57,79 \text{ KN /m}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{57,79 \times 9,40}{2} = 271,61 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b} \geq \frac{271,61 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,181 \text{ m}$$

**2<sup>ème</sup> Condition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} ; L = 9,40 \text{ m} \\ \frac{940}{25} \leq d \leq \frac{940}{20} \\ 37,6 \text{ cm} \leq d \leq 47 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit  $d = 40 \text{ cm}$  ;  $h \geq d + c = 40 + 5 = 45 \text{ cm}$

Donc :  $h = 45 \text{ cm}$

**Détermination de la hauteur de la poutre de libage :**

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 104,44 \text{ cm} \leq h \leq 156,67 \text{ cm}$$

On prend comme dimension :  $\left\{ \begin{array}{l} h = 120 \text{ cm} ; d = 108 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$

**VII.2. Les Vérifications :****VII.2.2.1. Vérifications de la contrainte du sol :**

On doit vérifier la contrainte de sol sous radier à l'ELS sous l'action de la superstructure ainsi que son poids propre y compris les poutres de libage.

**- Poids propre du radier :**

$$G_{\text{radier}} = \gamma_{\text{BA}} \cdot (h_r \cdot S_r + h_p \times b_p \cdot \sum L_i)$$

$$\sum L_i = 257,1 \text{ m}$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times ((0,45 \times 276,82) + (1,20 \times 0,45 \times 257,1))$$

$$G_{\text{radier}} = 6585,08 \text{ kN}$$

$$N_{\text{ser}'} = G_{\text{radier}} + N_{\text{superstructure}}$$

$$N_{\text{ser}'} = 6585,08 + 43207,48 = 49792,56 \text{ KN}$$

Donc on va vérifier la condition suivante :

$$\frac{N'_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} < 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}'}}{S_{\text{radier}}} = \frac{49792,56}{1042,34} = 47,77 \text{ kN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VII.2.2.2. La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec :

$$I : \text{Inertie de la poutre} \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,45 \times 1,20^3}{12} = 0,0648 \text{ m}^4$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton} \quad E = 3216419,5 \text{ t/m}^2$$

$$b : \text{largeur de la poutre} \quad b = 0,45 \text{ m}$$

$$K : \text{coefficient de la raideur de sol} \quad K = 500 \text{ t/m}^3$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419,5 \times 0,0648}{0,45 \times 500}} = 7,80 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 9,40 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 12,25 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$L_{\text{max}}$  : la longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

**VII.2.3. Evaluation des charges pour le calcul du radier :****VII.2.3.1. Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}'}}{S_{\text{radier}}} = \frac{49792,56}{1042,34} = 47,77 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_{\text{BA}} \times h = 25 \times 0,45 = 11,25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 47,77 - 11,25 = 36,52 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m<sup>2</sup> » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 36,52 \text{ KN/m}^2$$

**VII.2.4. Ferrailage du radier :**

**VII.2.4.1. Ferrailage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis  $L_x$  et  $L_y$  avec  $L_x \leq L_y$ .

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

- 1<sup>ère</sup> cas :

Si  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4$  ; La dalle porte suivant les deux directions.

• Les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \end{cases}$$

• Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t = 0,85M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.} \\ M_t = 0,75M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.} \end{cases}$$

• Moment sur appuis :

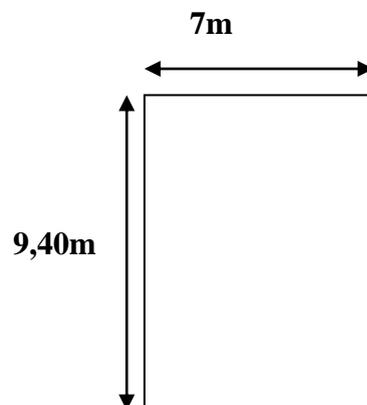
$$\begin{cases} M_a = 0,3 M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.} \\ M_a = 0,5M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

- 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$  ; La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

**Exemple de calcul :**

Pour notre cas, on prend le panneau suivant.



**Figure VII.6 : Schéma du panneau**

$$\alpha = \frac{7}{9,40} = 0,744 \geq 0,4$$

La dalle porte suivant les deux directions :

$$\alpha = 0,744 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0633 \times 36,52 \times 7^2 \Rightarrow M_{ox} = 113,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,4938 \times 113,27 \Rightarrow M_{oy} = 55,93 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

- **Sens x :**

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 113,27 = 96,28 \text{ kN.m}$$

Le moment réduite :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{96,28 \times 10^3}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,041 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,9795$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{96,28 \times 10^3}{0,9795 \times 40,5 \times 348} = 6,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens y :**

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 0,75 \times 55,93 = 41,95 \text{ kN.m}$$

Le moment réduite :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{41,95 \times 10^3}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,991$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41,95 \times 10^3}{0,991 \times 40,5 \times 348} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sur appuis :**

- **Appui de rive :**

Le moment ultime :

$$M_{a \text{ rive}} = 0,3M_{ox} = 0,3 \times 113,27 = 33,98 \text{ kN.m}$$

Le moment réduite :

$$\mu = \frac{M_{a \text{ rive}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{33,98 \times 10^3}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,014 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,993$$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33,98 \times 10^3}{0,993 \times 40,5 \times 348} = 2,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Appui intermédiaire :**

Le moment ultime :

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5M_{ox} = 0,5 \times 113,27 = 56,64 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit :

$$M = \frac{M_{a \text{ inter}}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{56,64 \times 10^3}{100 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,988$$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{a \text{ inter}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{56,64 \times 10^3}{0,988 \times 40,5 \times 348} = 4,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Section minimale des armatures:**

Avec :  $\alpha = 0,744 > 0,4$  et  $h_0 \geq 12 \text{ cm}$  on a :

• **En travée :**

- **Sens Ly :**

Pour des aciers FeE 400,

$$A_{y \text{ min}} = 8.h_0 \text{ (m)} = 8 \times 0,45 = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{ty} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{y \text{ min}} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Sens Lx :**

$$A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \left( \frac{3-a}{2} \right) = 3,6 \left( \frac{3-0,744}{2} \right) = 4,0608 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{x \text{ min}} = 4,0608 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{tx} = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Sur appuis :**

- **Intermédiaire :**

$$A_{y \text{ min}} = 3,6 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{a \text{ int}} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Rive :**

$$A_{x \text{ min}} = 4,0608 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{a \text{ rive}} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des aciers:**

$$\text{On a : } \varnothing \leq \frac{h_0}{10} = \frac{450}{10} \Rightarrow \varnothing \leq 45 \text{ mm.}$$

- **En travée:**

- **Sens L<sub>x</sub> :**

$$\begin{cases} \text{At}_x = 6,97 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{St}_x \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T16 \text{ p. m} = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \text{St}_x \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{St}_x = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Sens L<sub>y</sub> :**

$$\begin{cases} \text{At}_y = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{St}_y \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T14 \text{ p. m} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \text{St}_y \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{St}_y = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Sur appuis:**

- **rive :**

$$\begin{cases} \text{Aa rive} = 2,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{St} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T12 \text{ p. m} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

- **intermédiaire :**

$$\begin{cases} \text{Aa inter} = 4,07 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \text{St} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mathbf{4T12 \text{ p. m} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{St} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

**VII.2.5. Les vérifications :****VII.2.5.1. Vérification à l'ELU :****Armatures transversales (contrainte de cisaillement) :**

Vérification de la nécessité de disposer des armatures transversales

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

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

Avec :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$  et  $\bar{\tau}_u = \frac{10 h_0}{3} \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$V_u$  : l'effort tranchant ultime

On calcule  $V_x$  et  $V_y$  :

$$\alpha > 0,4 \begin{cases} V_x = Q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} \\ V_y = Q_u \frac{L_x}{3} \end{cases} ; V_x > V_y$$

$V_x$  et  $V_y$  : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

$$\text{Donc : } \begin{cases} V_x = 57,79 \times \frac{7}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,744}{2}} = 147,42 \text{ KN} \\ V_y = 57,79 \times \frac{7}{3} = 134,84 \text{ KN} < V_x = 147,42 \text{ KN} \end{cases}$$

Puisque  $V_x > V_y$  alors on prend  $V_{\max} = 147,42 \text{ KN}$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{147,42 \times 10^3}{1000 \times 405} = 0,364 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{10 h_0}{3} \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,450}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 5,625 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,364 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5,625 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

### VII.2.5.2. Disposition du ferrailage :

#### - Arrêt des barres :

La longueur de scellement  $L_s$  est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct. On a :  
 $f_e 400$  et  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

#### - Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

#### - Arrêt des barres sur appuis :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{tj}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 56,34 \text{ MPa}$$

$$L_1 = \max\{L_s ; 0,2L_x\} = \max\{56,34 ; 140\} = 140 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left\{L_s ; \frac{L_1}{2}\right\}$$

$$L_2 = \max\{56,34 ; 70\} = 70 \text{ cm}$$

#### Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{700}{10} = \mathbf{70 \text{ cm}}$$

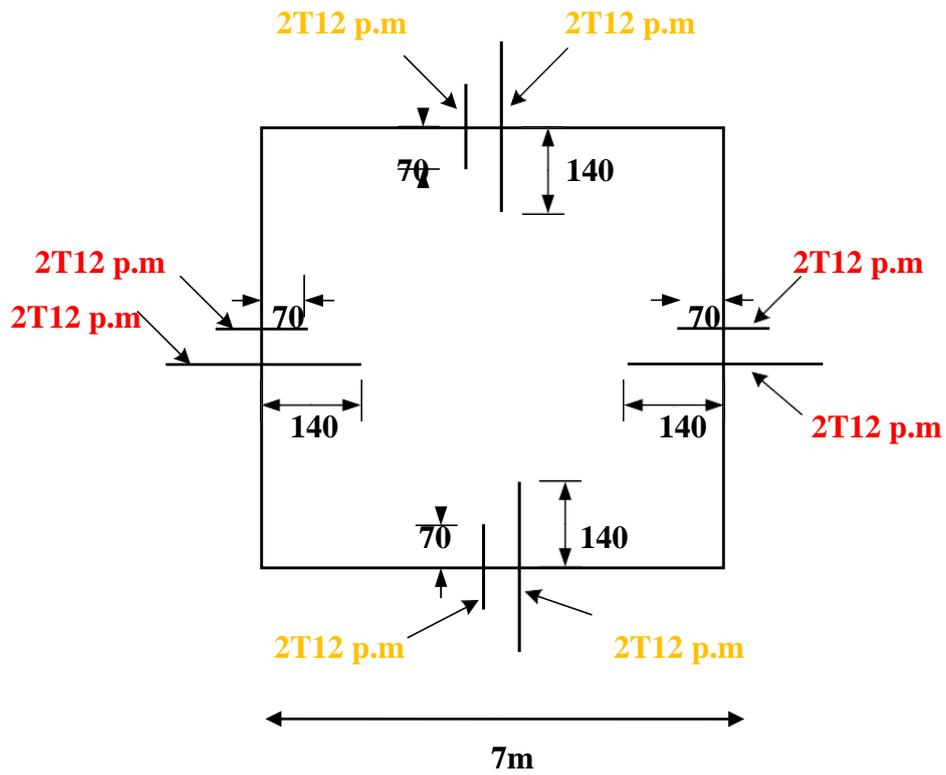


Figure VII.7 : Ferrailage du radier armatures inférieure (en appuis)

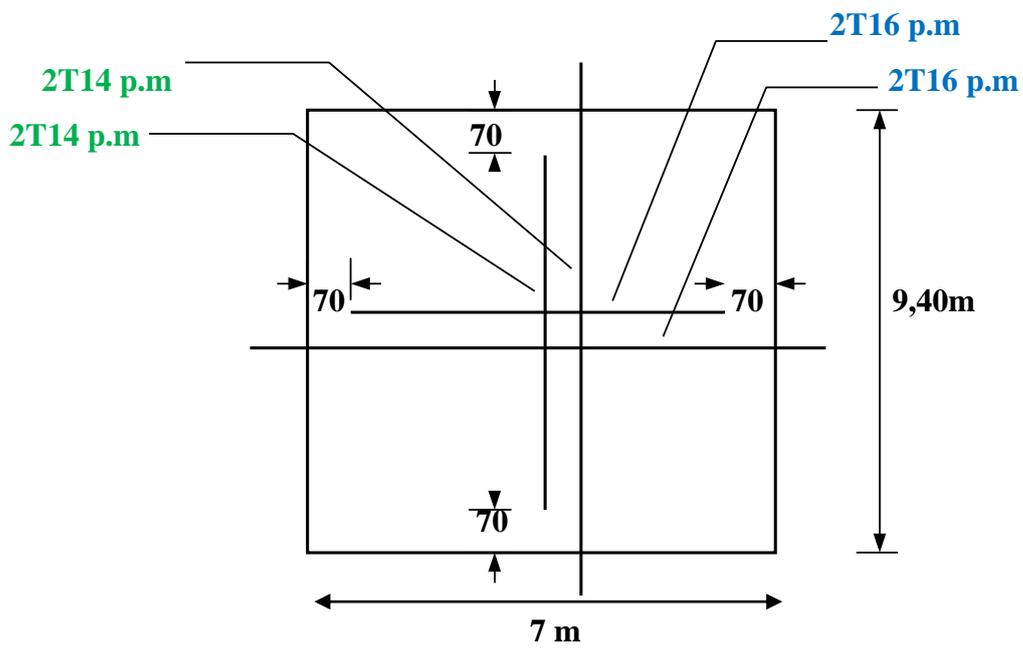


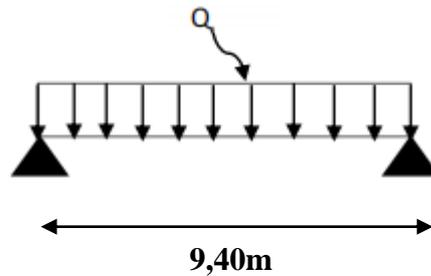
Figure VII.8 : Ferrailage du radier armatures supérieures (en travée)

## VII.2.6. Ferrailage des poutres de libage :

Le rapport  $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

**Sens transversale (y) :**

**Calcul de Q' :**



C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L_{x1}^2}{3 \cdot L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x1} + \left( 1 - \frac{L_{x2}^2}{3 \cdot L_{y2}^2} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

**Avec :**

$$L_{x1} = 7 \text{ m}$$

$$L_{y1} = 9,4 \text{ m}$$

$$L_{x2} = 8,4 \text{ m}$$

$$Q = 36,52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

**Donc :**

$$Q' = \frac{36,52}{2} \left[ \left( 1 - \frac{7^2}{3 \times 9,4^2} \right) \cdot 7 + \left( 1 - \frac{8,4^2}{3 \times 9,4^2} \right) \cdot 8,4 \right] = 216,75 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times L^2}{8} = \frac{216,75 \times 9,4^2}{8} = 2394 \text{ KN.m}$$

**Calcul du ferrailage :**

- **En travée :**

Le moment ultime :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 2394 = 2034,9 \text{ KN} .\text{m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2034,9 \times 10^3}{45 \times 108^2 \times 14,17} = 0,274 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,836$

La section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2034,8 \times 10^3}{0,836 \times 108 \times 348} = 64,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} \text{1}^{\text{er}} \text{ lit : 4T25} \\ \text{2}^{\text{ème}} \text{ lit : 4T25} \\ \text{3}^{\text{ème}} \text{ lit : 4T25} \\ \text{4}^{\text{ème}} \text{ lit : 2T20} \end{cases} \rightarrow A_t \text{ adoptée} = 65,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **En appuis :**

Le moment ultime :

$$M_a = 0,4 M_{0X} = 0,4 \times 2394 = 957,6 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{957,6 \times 10^3}{45 \times 108^2 \times 14,17} = 0,128 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{957,6 \times 10^3}{0,931 \times 108 \times 348} = 27,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} \text{1}^{\text{er}} \text{ lit: 4T20} \\ \text{2}^{\text{ème}} \text{ lit: 4T20} \\ \text{3}^{\text{ème}} \text{ lit: 4T14} \end{cases} \rightarrow A_t \text{ adoptée} = 31,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures de peaux :**

$$h \geq 2(80 - 0,1f_e)$$

$$h \geq 2(80 - 0,1 \times 400)$$

$$h \geq 80 \text{ cm} \Rightarrow h = 120 \geq 80 \text{ cm}$$

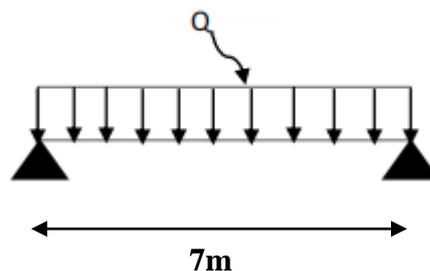
$$A_{\text{peaux}} \geq 3 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de paroi}$$

$$A_{\text{peaux}} = 1,2 \times 3 = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : 4T16 ; } A = 8,04 \text{ cm}^2$$

**Sens longitudinale (x) :**

**Calcul de Q' :**



C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 36,52 \times 7 = 170,43 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times L^2}{8} = \frac{170,43 \times 7^2}{8} = 1043,88 \text{ KN.m}$$

**Calcul du ferrailage :**

- **En travée :**

Le moment réduit :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 1043,88 = 887,3 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{887,3 \times 10^3}{45 \times 108^2 \times 14,17} = 0,119 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{887,3 \times 10^3}{0,9365 \times 108 \times 348} = 25,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend :  $\begin{cases} \text{1}^{\text{er}} \text{lit: } \mathbf{4T20} \\ \text{2}^{\text{ème}} \text{lit: } \mathbf{4T20} \\ \text{3}^{\text{ème}} \text{lit: } \mathbf{4T14} \end{cases} \rightarrow A_t \text{ adoptée} = 31,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**En appuis :**

Le moment ultime :

$$M_a = 0,4 M_{0X} = 0,4 \times 1043,88 = 417,55 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{417,55 \times 10^3}{45 \times 108^2 \times 14,17} = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section d'acier :

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{417,55 \times 10^3}{0,971 \times 108 \times 348} = 11,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend :  $\begin{cases} \text{1}^{\text{er}} \text{lit: } \mathbf{4T14} \\ \text{2}^{\text{ème}} \text{lit: } \mathbf{4T14} \end{cases} \rightarrow A_t \text{ adoptée} = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Armatures de peaux :**

$$h \geq 2(80 - 0,1f_e)$$

$$h \geq 2(80 - 0,1 \times 400)$$

$$h \geq 80 \text{ cm} \Rightarrow h = 120 \geq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\text{peaux}} \geq 3 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de paroi}$$

$$A_{\text{peaux}} = 1,2 \times 3 = 3,6 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $\mathbf{4T16}$  ;  $\mathbf{A = 8,04 \text{ cm}^2}$

**VII.2.6.1. Contraint de cisaillement :**

- **Armatures transversales :**

Vérification nécessité de disposer des armatures transversales La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ et } \overline{\tau_u} = \min(0,15 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$$

On calcule  $V_x$  et  $V_y$ :

$$\alpha > 0,4 \begin{cases} V_x = Q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}; V_x > V_y \\ V_y = Q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$V_x$  et  $V_y$  : sont les efforts tranchants dus aux charges dans le sens x et y.

$$V_x = Q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 36,52 \times \frac{7}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{0,744}{2}\right)} = 93,16 \text{ KN}$$

$$V_y = Q \times \frac{L_x}{3} = 36,52 \times \frac{7}{3} = 85,21 \text{ KN}$$

$$\text{Et : } V_u = \max ( V_x ; V_y ) = 93,16 \text{ KN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{93,16 \times 10^3}{1000 \times 1080} = 0,086 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min ( 0,15 f_{c28} , 4 \text{ MPa} ) = \min ( 0,15 \times 25 , 4 \text{ MPa} ) = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,086 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Diamètre :**

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} , \varphi_l , \frac{b}{10} \right) = \min ( 34,28 ; 14 ; 45 ) = 14 \text{ mm}$$

On prend  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\varphi_l \right) = \min ( 30 ; 16,8 ) = 16,8 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ mm}$

Nous prenons avec comme armatures HA, Fe400, soit **4T10 ; A=3,14cm<sup>2</sup>**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = \max ( 0,043 ; 0,4 \text{ MPa} ) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{45 \times 15} = 1,86 \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.2.7. Disposition des ferrillages :

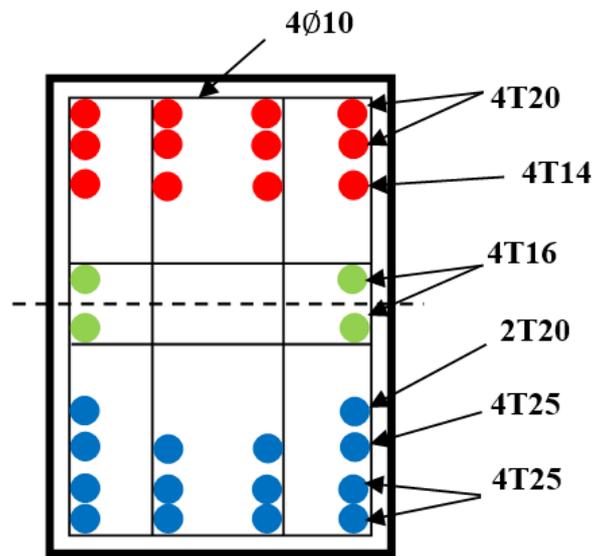


Figure VII.9 : Ferrailage de la poutre de libage (sens longitudinale)

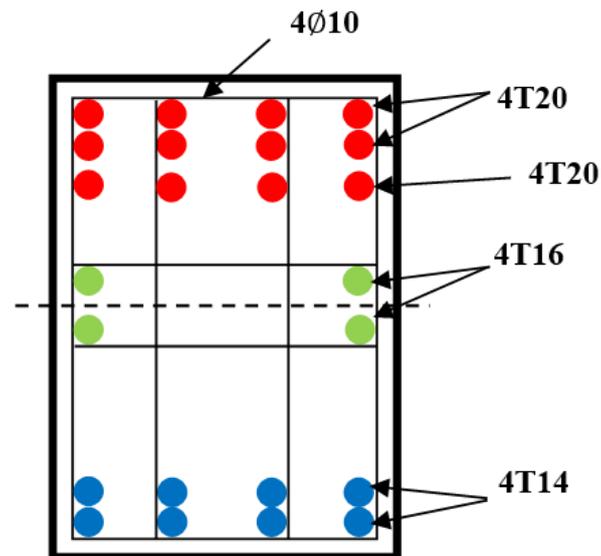


Figure VII.10 : Ferrailage de la poutre de libage (sens transversale)

## **Conclusion générale :**

Le présent mémoire consiste à l'étude d'un hôtel situé à Alger ; ce dernier est classé en Zone III (zone à forte sismicité) selon RPA99/Version 2003.

Le projet étudié a été une occasion pour mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation .Aussi, nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances sur l'étude et les méthodes de calcul des structures, l'application des règlements tels que : RPA 99/Version 2003, BAEL 91, et la pratique de logiciels comme ETABS, Autocad, et de faire une évaluation globale du notre cursus, d'utiliser pour la première fois nos connaissances pour en faire un projet réel

Aussi, ce travail nous a permis de parcourir l'ensemble des étapes à suivre dans la conception, le calcul de résistance et le ferrailage des éléments d'un hôtel constitué de sous-sol, RDC et cinq étages.

Concernant la disposition et le comportement des voiles, nous avons compris que la quantité N'importait pas à elle seule mais que la disposition des voiles était un facteur beaucoup plus Important, elle a un rôle déterminant dans le comportement des voiles vis-à-vis du séisme.

D'après cette étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en collaboration pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Finalement, nous espérons que ce modeste travail sera une référence, qu'il servira aux Promotions à venir et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans le cadre de la vie professionnelle.

## **Références bibliographiques :**

- **Livres et règlements :**

- RPA99/Version2003, ministère de l'habitat, document technique réglementaire DTR 2 48, janvier 2004.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
- BAEL91: Règles de Calcul de béton armé aux états limites, révisées 99.
- GUERRIN.A, Traité en béton armé tome 4, DUNOD, 1971.
- M. Belazougui, Calcul des ouvrages en béton armé, OPU, 2004.

- **Mémoire :**

- Day Amel, Rahmane Amina, « Etude d'un bâtiment en Béton Armé à usage multiple situé à Oran », université IBN KHALDOUNE DE TIARET, 2021/2022.
- Dialo Kadiatou, Taouaf Houria, « Etude d'un bâtiment en béton armé en R+7 à usage d'habitation situé à Tiaret », université IBN KHALDOUNE DE TIARET, 2021/2022.
- Mebarki Fatima zohra, Belsoumati Fatima zohra, « Etude d'un hôpital en béton armé implanté à Alger » université IBN KHALDOUNE DE TIARET, 2019/2020.
- Telli souhila ,Taibi Sarra ,«Calcul d'une structure à usage multiple en R+9 implanté à Tiaret », université IBN KHALDOUNE DE TIARET, 2021/2022.
- Hazmani Ilyes, conception et modélisation d'un bâtiment en (R+8+ sous-sol ) à usage commerciale contreventé par un système mixte implanté à TIPAZA , université MOHAMED Khider –Biskra ,2019/2020.

- **Logiciels :**

- ETABS .....Analyse des structures.
- SOCOTEC .....Calcul du ferrailage.
- AUTOCAD 2013.....Dessin.
- EXCEL 2007.....Calcul.
- WORD 2007.....Traitement du texte.
- POWER POINT 2007.....Présentation de mémoire.