



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

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Présenté par :

Doucene Bochra

Bouabada Ikram

*Sujet du mémoire*

**Etude d'un hôpital en béton armé (R+5+SOUS-SOL)  
situé à Oran**

*Soutenu publiquement le 21/06/2023 devant le jury composé de :*

Mr, BENYAMINA.A. B

M<sup>me</sup>, MIMOUNI Lamia

Mr, ABADA.G

Mr, KLOUCHE.D. I

Mr, MIMOUNI.M

Président

Rapporteur

Examineur

Examineur

Examineur

PROMOTION : 2022/2023

## REMERCIEMENTS

*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.*

*Nous remercions vivement notre Directrice de mémoire de Master Madame Kharoubi Lamia de nous avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.*

*Nous voudrions remercier les membres du jury qui ont consacré leur précieux temps afin d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce travail.*

*Enfin nous remercions tous les personnes de près ou de loin pour leurs aides et surtout pour leurs soutient*

*Bochra et Ikram*

# *D*édicaces *D*édicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents pour leur patience et leurs Sacrifice*

*A mes très chères sœurs : AMINA, MOUNA,*

*DJAZIA, NARIMANE, SAMAH*

*A tout ma famille*

*Une spéciale dédicace à mon binôme IKRAM*

*A tous mes amis (es) : Kamel, Chahinda*

*Et tout la promotion de master 2 génie civil.*

*Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

*Doucene Bochra*

# *D*édicaces *D*édicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents pour leur patience et leurs Sacrifice*

*A ma très chers sœur CHAHINDA et CHAHINAZ*

*A tout ma famille*

*Une spéciale dédicace à mon binôme BOCHRA*

*A tous mes amis (es) : Kamel, Hadjer*

*Et tout la promotion de master 2 génie civil.*

*Bouabada Ikram*

## ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة لمستشفى يتكون من طابق تحت الأرض + طابق ارضي + خمسة طوابق ويقع الهيكل في إقليم وهران المصنف كمنطقة زلزالية (IIa) وفعال RPA 99/2003 باستخدام قواعد الحساب والتحقق من البناء بالخرسانة المسلحة أجرينا حساب الابعاد الأولية للهيكل ; ثم قمنا بحساب مفصل للعناصر الثانوية وقد تم اجراء الدراسة الديناميكية للهيكل باستخدام البرنامج ETABS كما حددنا ابعاد وكيفية وضع التسليح اللازم لعناصر الهيكل. الكلمات المفتاحية: مستشفى، خرسانة، مسلحة تسليح، RPA، BAEL.

## Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un hôpital constitué d'un Sous-sol, d'un RDC et cinq étages. L'ouvrage est situé dans le territoire d'Oran classé en zone sismique (IIa) selon le RPA 99/2003.

En utilisant les règlements de calcul et vérifications de construction en béton armé, nous avons procédé au pré dimensionnement de la structure. Puis, nous avons effectué un calcul détaillé des éléments secondaires. L'étude dynamique de la structure a été réalisée par logiciel ETABS. Aussi, nous avons déterminé les dimensions et la disposition du ferrailage nécessaire des éléments de la structure.

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

## Abstract

This Project presents a detailed study of a hospital consisting of one basements, one DRC and five floors. The structure is located in the territory of Oran classified as a seismic zone (IIa) according to RPA 99/2003. Using the calculation regulations and reinforced concrete construction checks, we presized the structure. Then we did a detailed calculation of the secondary elements. The dynamic study of the structure was carried out by ETABS software. We also determined the dimensions and layout of the necessary scrap of the structural elements.

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

## *Liste des tableaux*

### Chapitre I

<b>Tableau I.1</b> : Caractéristiques géométriques de l'hôpital .....	5
<b>Tableau I.2</b> : Résistance $f_{cj}$ du béton à 7, 14 et 90 jours .....	9
<b>Tableau I.3</b> : Déformations limites du pivot .....	14

### Chapitre II

<b>Tableau II.1</b> : Données architecturales .....	17
<b>Tableau II.2</b> : Evaluation des charges – plancher terrasse .....	18
<b>Tableau II.3</b> : Evaluation des charges – étage courant .....	19
<b>Tableau II.4</b> : Evaluation des charges – murs de façade .....	19
<b>Tableau II.5</b> : Evaluation des charges – murs intérieurs .....	20
<b>Tableau II.6</b> : Dégression des charges d'exploitation .....	23
<b>Tableau II.7</b> : Récapitulatif des résultats .....	26

### Chapitre III

<b>Tableau III.1</b> : Valeur de $\alpha$ pour chaque panneau .....	29
<b>Tableau III.2</b> : Armatures finales des panneaux .....	42

### Chapitre IV

<b>Tableau IV.1</b> : Charges et surcharge du volée de l'escalier (type 1).....	51
<b>Tableau IV.2</b> : Charge et sur charge du palier de l'escalier (type 1).....	52
<b>Tableau IV.3</b> : Vérification des différents conditions (poutre palière).....	60
<b>Tableau IV.4</b> : Vérification des différents conditions (volée 1 et 3 ).....	66
<b>Tableau IV.5</b> : Charges et surcharge du volée 2 de l'escalier (type 2).....	69
<b>Tableau IV.6</b> : Vérification des différents conditions ( volée 2) .....	70

### Chapitre V

<b>Tableau V.1</b> : Pourcentage d'amortissement critique .....	79
<b>Tableau V.2</b> : Valeurs de $T_1$ et $T_2$ .....	80
<b>Tableau V.3</b> : Coefficient de pondération .....	80

<b>Tableau V.4</b> : Valeurs de la force sismique totale .....	85
<b>Tableau V.5</b> : Facteur de participation massique Bloc 1 .....	86
<b>Tableau V.6</b> : Facteur de participation massique Bloc 2.....	86
<b>Tableau V.7</b> : Vérifications des déplacements latéraux inter-étage Bloc 1.....	87
<b>Tableau V.8</b> : Vérifications des déplacements latéraux inter-étage Bloc 2 .....	88
<b>Tableau V.9</b> : Justification Vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (sens x) Bloc 1.....	88
<b>Tableau V.10</b> : Justification Vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ (sens x) Bloc 2 .....	89

### **Chapitre VI**

<b>Tableau VI.1</b> : Armatures adoptées pour les poutres dans le sens longitudinal de rive.....	97
<b>Tableau VI.2</b> : Armatures adoptées pour les poutres dans le sens longitudinal intermédiaire .....	98
<b>Tableau VI.3</b> : Armatures adoptées pour les poutres dans le sens transversal de rive.....	101
<b>Tableau VI.4</b> : Armatures adoptées pour les poutres dans le sens transversal intermédiaire.....	103
<b>Tableau VI.5</b> : Armatures minimales pour les poteaux .....	107
<b>Tableau VI.6</b> : Sollicitations du premier genre .....	107
<b>Tableau VI.7</b> : Sollicitations du deuxième genre .....	107
<b>Tableau VI.8</b> : Ferrailage des poteaux .....	110

### **Chapitre VIII**

<b>Tableau VIII.1</b> : Moments fléchissant suivant les 2 sens .....	134
<b>Tableau VIII.2</b> : Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens longitudinal .....	139
<b>Tableau VIII.3</b> : Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens transversal .....	140

## *Liste des Figures*

### Chapitre I

<b>Figure I.1</b> : Façade principale .....	5
<b>Figure I.2</b> : Plan du Sous-sol .....	6
<b>Figure I.3</b> : Panacher en dalle pleine .....	6
<b>Figure I.4</b> : Mur simple cloison et double cloison .....	7
<b>Figure I.5</b> : Diagramme parabole-rectangle.....	9
<b>Figure I.6</b> : Diagramme rectangulaire .....	10
<b>Figure I.7</b> : Diagramme de déformation- contraintes .....	12
<b>Figure I.8</b> : Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots-.....	14

### Chapitre II

<b>Figure II.1</b> : Plancher à dalle pleine .....	17
<b>Figure II.2</b> : Surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité .....	22
<b>Figure II.3</b> : Schéma du voile .....	25

### Chapitre III

<b>Figure III.1</b> : Plancher en béton armé (dalle) .....	28
<b>Figure III.2</b> : Panneau de rive .....	29
<b>Figure III.3</b> : Disposition des armatures .....	34
<b>Figure III.4</b> : Armatures inférieures (en travée) .....	36
<b>Figure III.5</b> : Armatures supérieures (sur appuis) .....	36
<b>Figure III.6</b> : Panneau intermédiaire .....	37
<b>Figure III.7</b> : Armatures inférieures (en travée) .....	41
<b>Figure III.8</b> : Armatures supérieures (sur appuis) .....	42

### Chapitre IV

<b>Figure IV.1</b> : Acrotère en béton armé .....	44
<b>Figure IV.2</b> : Dimensions de l'acrotère .....	45
<b>Figure IV.3</b> : Schéma du ferrailage de l'acrotère.....	48



<b>Figure IV.4</b> : Schéma descriptif d'un escalier .....	49
<b>Figure IV.5</b> : Escalier à deux volées .....	50
<b>Figure IV.6</b> : Schéma statique de la volée de l'escalier (type 1) .....	52
<b>Figure IV.7</b> : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M. , T) de l'escalier (type1) .....	54
<b>Figure IV.8</b> : Schéma de ferrailage de l'escalier .....	57
<b>Figure IV.9</b> : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier (type 1) .....	58
<b>Figure IV.10</b> : Ferrailage de la poutre palière . .....	62
<b>Figure IV.11</b> : Vue en plan l'escalier (type 2) .....	62
<b>Figure IV.12</b> : Escalier à deux volées .....	63
<b>Figure IV.13</b> Schéma statique de la volées 1 et 2 de l'escalier (type 3).....	64
<b>Figure IV.14</b> : Diagrammes (M.T) du volée 1 et 3 de l'escalier (type 2).....	65
<b>Figure IV.15</b> : Des marges consol .....	68
<b>Figure IV.16</b> : Schéma statique du volée 2 de l'escalier (type 2).....	69
<b>Figure IV.17</b> : Schéma statique du ferrailage .....	72

### Chapitre V

<b>Figure V.1</b> : Modélisation de la structure de Bloc 1 à l'aide de logiciel (ETABS) .....	75
<b>Figure V.2</b> : Modélisation de la structure de Bloc 2 à l'aide de logiciel (ETABS) .....	76
<b>Figure V.3</b> : Spectre de réponse .....	77
<b>Figure V.4</b> : disposition des voiles Bloc 1 et 2.....	81
<b>Figure V.5</b> : Analyse de la Bloc 1 et 2 modes 1 (Translation) :.....	82
<b>Figure V.6</b> : Analyse de la Bloc 1 et 2 modes 2 (Translation):.....	83
<b>Figure V.7</b> : Analyse de la Bloc 1 et 2 modes 3 (Rotation) :.....	84

### Figures VI

<b>Figure VI.1</b> : Dessin de ferrailage de sections des poutres le sens longitudinal de rive .....	98
<b>Figure VI.2</b> : Dessin de ferrailage des poutres la sens longitudinal intermédiaires .....	100
<b>Figures VI.3</b> : Dessin de ferrailage des poutres dans la sens transversal de rive.....	102
<b>Figure VI.4</b> : Dessin de ferrailage des poutres dans la sens transversal intermédiaire.....	105
<b>Figures VI.5</b> : Ferrailage de section des poteaux.....	111
<b>Figures VI.6</b> : La zone nodale.....	113

---

**Chapitre VII**

<b>Figure VII.1</b> : Schéma du voile + deux poteaux .....	118
<b>Figure VII.2</b> : Schéma du voile + poteau .....	118
<b>Figure VII.3</b> : Disposition des armatures verticales dans le voile de type 1 et 2.....	120
<b>Figure VII.4</b> : Disposition du ferrailage du voile.....	121

**Chapitre VIII**

<b>Figure VIII.1</b> : Coupe explicative des charges sur le Mur de soutènement .....	124
<b>Figure VIII.2</b> : Disposition du ferrailage de Mur de soutènement .....	128
<b>Figure VIII.3</b> : Schéma explicatif du radier .....	130
<b>Figure VIII.4</b> : Schéma du panneau de rive .....	133
<b>Figure VIII.5</b> : Armatures supérieures (en travée) .....	137
<b>Figure VIII.6</b> : Armatures inférieures (sur appuis) .....	137
<b>Figure VIII.7</b> : Schéma représentant la poutre de libage .....	138
<b>Figure VIII.8</b> : Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens longitudinal .....	141
<b>Figure VIII.9</b> : Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens transversal .....	141

## *Liste des Symboles*

Symbole	Désignation
<b>A</b>	Section d'armatures
<b>A<sub>s</sub></b>	Section d'armatures pour déterminer (y)
<b>B</b>	Section du poteau rectangulaire (a x b)
<b>b</b>	Largeur
<b>C<sub>r min</sub></b>	Charge de rupture minimale du câble d'ascenseur
<b>D</b>	Diamètre du poteau circulaire
<b>D<sub>g</sub></b>	Dimension relative au gravier
<b>D<sub>s</sub></b>	Dimension des grains de sable
<b>d</b>	Hauteur utile
<b>d<sub>c</sub></b>	Diamètre du câble d'ascenseur
<b>E</b>	Effort du séisme
<b>E<sub>ij</sub></b>	Module de déformation instantanée du béton
<b>E<sub>s</sub></b>	Module d'élasticité longitudinal de l'acier
<b>E<sub>vj</sub></b>	Module de déformation différée du béton
<b>e</b>	Epaisseur
<b>e<sub>c</sub></b>	Excentricité
<b><math>\bar{e}</math></b>	Centre de pression
<b>F<sub>t</sub></b>	Force de traction des armatures
<b>f<sub>bc</sub></b>	Contrainte du béton comprimé à l'ELU
<b>f<sub>c28</sub></b>	Résistance du béton à la compression à 28 jours
<b>f<sub>cj</sub></b>	Résistance du béton à la compression à "j" jours
<b>f<sub>e</sub></b>	Contrainte de limite élastique de l'acier
<b>f<sub>t28</sub></b>	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours
<b>f<sub>tj</sub></b>	Résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours
<b>G</b>	Charge permanente

<b><math>G_{ij}</math></b>	Module de déformation transversal du béton
<b><math>h</math></b>	Hauteur
<b><math>h_0</math></b>	Hauteur du sous-sol
<b><math>h_e</math></b>	Hauteur de l'étage courant
<b><math>h_m</math></b>	Hauteur de la marche d'escalier
<b><math>h_t</math></b>	Hauteur totale du plancher
<b><math>I</math></b>	Moment d'inertie quadratique
<b><math>I_m</math></b>	Inertie massique
<b><math>K_a</math></b>	Coefficient de poussée des terres
<b><math>l_s</math></b>	Longueur de scellement
<b><math>L</math></b>	Longueur
<b><math>L_x</math></b>	Petite portée
<b><math>L_y</math></b>	Grande portée
<b><math>M</math></b>	Moment fléchissant
<b><math>m</math></b>	Masse sismique
<b><math>m_g</math></b>	Poids des câbles d'ascenseur
<b><math>m_l</math></b>	Masse linéaire du câble d'ascenseur
<b><math>N</math></b>	Effort normal
<b><math>P_k</math></b>	Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K"
<b><math>P_m</math></b>	Poids mort de la cabine d'ascenseur
<b><math>P_P</math></b>	Poids des contre-poids
<b><math>P_{st}</math></b>	Poids de l'ensemble treuil et accessoires
<b><math>Q</math></b>	Charge d'exploitation
<b><math>q</math></b>	Densité de charge
<b><math>S</math></b>	Surface de charge
<b><math>S_s</math></b>	Action sismique
<b><math>S_t</math></b>	Espacement des armatures
<b><math>T</math></b>	Période fondamentale de structure
<b><math>T_u</math></b>	Effort tranchant pondéré

$V$	Effort tranchant
$V'$	Effort sismique
$W$	Poids total du bâtiment
$Y$	Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée
$y$	Position de l'axe neutre
$\gamma_{ba}$	Poids volumique du béton armé
$\gamma_t$	Poids volumique de la terre
$\Delta_k$	Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1
$\delta_{ek}$	Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effort de torsion)
$\delta_u$	Ancrage des armatures
$\delta_k$	Déplacement admissible
$\epsilon_{bc}$	Déformation du béton comprimé
$\epsilon_s$	Déformation de l'acier
$\lambda$	Elancement du poteau
$\mu$	Moment réduit
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\sigma_{bc}$	Contrainte du béton comprimé
$\sigma_s$	Contrainte dans l'acier aux états limites
$\sigma_{sol}$	Contrainte admissible du sol
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte de compression dans la biellette
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte du béton comprimé à l'ELS
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte limite de traction des armatures
$\tau_b$	Contrainte de cisaillement selon RPA
$\tau_u$	Contrainte de cisaillement
$\tau_{su}$	Contrainte d'adhérence ultime
$\bar{\tau}_b$	Contrainte de cisaillement à l'ELS
$\bar{\tau}_u$	Contrainte de cisaillement à l'ELU
$\emptyset$	Diamètre de la barre d'armature

<b>BAEL</b>	Béton Armé aux Etats Limites
<b>CPQ</b>	Ciment Portland pur
<b>DTR</b>	Document Technique Réglementaire
<b>E.L.S ou ELS</b>	Etat Limite de Service
<b>E.L.U ou ELU</b>	Etat Limite Ultime
<b>ETABS</b>	Logiciel pour l'analyse, conception et rédaction intégrées de systèmes de bâtiment
<b>RDM6</b>	Logiciel de calcul des structures
<b>RPA</b>	Règlement Parasismique Algérien

## *Sommaire final*

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des symboles

INTRODUCTION GÉNÉRALE ..... 2

### **Chapitre I: PRESENTATION DU PROJET ET HYPOTHESES DE CALCUL**

**I.1. Introduction :** .....5

**I.2. Présentation du projet :** .....5

I.2.1. Caractéristiques géométriques : .....5

I.2.2. Structure porteuse: ..... 6

I.2.3. Caractéristiques mécanique des matériaux : .....8

I.2.3.1. Le béton : .....8

I.2.3.2. Les Aciers : .....12

**I.3. Hypothèse de calcul :** .....13

I.3.1. E.L.U.R : .....13

I.3.1.1. Hypothèses de calcul : .....13

I.3.1.2. Règles des trois pivots : .....13

I.3.2. E.L.S : .....14

I.3.2.1. Hypothèses de calcul : .....14

I.3.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites : .....15

### **Chapitre II : PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE**

**II.1. Introduction:** .....17

**II.2. Données architecturales :** ..... 17

**II.3. Pré dimensionnement des planchers :** .....17

II.3.1. Prédimensionnement de la hauteur: .....18

II.3.2. Évaluation des charges et des surcharges: .....18

**II.4. Pré dimensionnement des poutres :** .....20

II.4.1. Prédimensionnement des poutres dans le sens longitudinal: .....21

II.4.2. Prédimensionnement des poutres dans le sens transversal: .....21

**II.5. Pré dimensionnement des poteaux :** .....21

II.5.1. Prédimensionnement des poteaux rectangulaires: .....21

**II.6. Pré dimensionnement des voiles :** .....25

<b>II.7. Tableau récapitulatif des résultats:</b> .....	26
---	----

### **Chapitre III : CALCUL DES PLANCHERS**

<b>III.1. Introduction :</b> .....	28
<b>III.2. Etude de la dalle pleine :</b> .....	28
<b>III.3. Exemple de calcul :</b> .....	29
III.3.1. Panneau le plus défavorable (panneau de rive) : .....	29
III.3.1.1. Calcul du ferrailage : .....	30
III.3.1.2. Vérifications à l'E.L.S. : .....	32
III.3.2. Panneau intermédiaire : .....	37
III.3.2.1. Calcul du ferrailage : .....	37
III.3.2.2. Vérifications à l'E.L.S. : .....	39
<b>III.4. Armatures finales des autres panneaux :</b> .....	42

### **Chapitre IV: CALCUL DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX**

<b>IV.1. Acrotère :</b> .....	44
IV.1.1. Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :.....	44
IV.1.2. Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :.....	45
IV.1.3. Calcul du ferrailage (E.L.U.) :.....	46
IV.1.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées $A'$ :.....	46
IV.1.3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :.....	46
IV.1.4. Vérification des contraintes (E.L.S.) :.....	47
IV.1.4.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ .....	47
IV.1.4.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\sigma_{st}$ .....	47
IV.1.4.3. Contrainte de cisaillement :.....	47
IV.1.4.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :.....	47
<b>IV.3. Les escaliers :</b> .....	49
<b>IV.2.1. Définition :</b> .....	49
<b>IV.2.2. Type 1:</b> .....	49
IV.2.2.1. Dimensionnement des marches et contre marches :.....	50
IV.2.2.2. Descente de charges :.....	51
IV.2.2.3. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :.....	52
IV.2.2.4. Ferrailage de l'escalier :.....	54
IV.2.2.5. Vérifications :.....	55
IV.2.2.6. Etude de la poutre palière :.....	58
IV.2.3. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :.....	60
IV.2.3.1. Ferrailage des armatures transversales :...../.....	60



IV.2.4. Vérification de la section des armatures minimales :.....	61
IV.2.5 Calcul de la flèche :.....	62
<b>IV.2.6. Type 2</b> :.....	62
IV.2.6.1. Le volé 1 et 3 :.....	63
IV.2.6.2. Volée 2 :.....	68
IV.2.6.3. Ferrailage de la paillasse :.....	72

## **Chapitre V :ÉTUDE SISMIQUE**

<b>V.1. Généralités sur les séismes</b> :.....	74
<b>V.2. Introduction</b> :.....	74
<b>V.3. Calcul sismique</b> :.....	74
<b>V.4. Méthode du calcul</b> :.....	75
<b>V.5. Méthode d'analyse modale spectrale</b> :.....	76
V.5.1. Principe de la méthode :.....	76
V.5.2. Spectre de réponse de calcul :.....	77
<b>V.6. Calcul de l'effort sismique à la base</b> :.....	77
V.6.1. Principe de la méthode équivalente statique :.....	77
V.6.2. Calcul de la force sismique totale :.....	78
<b>V.7. Vérification des forces sismiques : (<math>V_{dy} &gt; 80\%</math> [ <math>V</math> ] _st)</b> :.....	85
V.7.1. Le calcul de la force sismique totale :.....	85
V.7.2. Vérification de la période fondamentale :.....	85
V.7.3. Vérification des facteurs de participation massique :.....	86
V.7.4. Les déplacements latéraux inter- étage :.....	87
V.7.5. Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ :.....	88
<b>V.8. Calcul du joint sismique</b> :.....	89

## **Chapitre VI :FERRAILLAGE DES PORTIQUES**

<b>VI.1. Introduction</b> :.....	91
<b>VI.2. Les combinaisons de calcul</b> :.....	91
<b>VI.3. Ferrailage des poutres</b> :.....	91
VI.3.1. Méthode de calcul :.....	91
VI.3.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :.....	92
VI.3.3. Exemple de calcul :.....	92

VI.3.3.1 Ferrailage d'une poutre :.....	92
VI.3.3.1.2. Vérification du ferrailage de la poutre :.....	93
<b>VI.4. Ferrailage des poteaux :.....</b>	<b>106</b>
VI.4.1. Méthode de calcul :.....	106
VI.4.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003) :.....	106
VI.4.3. Sections min. et max. et sollicitations défavorables :.....	107
VI.4.4. Exemple de calcul :.....	107
VI.4.4.1. vérification de la contrainte de cisaillement :.....	111
VI.4.4.2. Calcul des armatures transversales :.....	112

## **Chapitre VII : FERRAILAGE DES VOILES**

<b>VII.1. Introduction :.....</b>	<b>115</b>
<b>VII.2. Le système de contreventement :.....</b>	<b>115</b>
<b>VII.3. Le principe de calcul :.....</b>	<b>116</b>
<b>VII.4. Ferrailage des voiles :.....</b>	<b>118</b>
VII.4.1. Vérification à l'ELS :.....	119
VII.4.2. Disposition des armatures :.....	119
VII.4.2.1. Armatures verticales :.....	119
VII.4.2.2. Armatures horizontales :.....	120
VII.4.2.3. Armatures transversale :.....	120

## **Chapitre VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

<b>VIII.1. Introduction :.....</b>	<b>123</b>
<b>VIII.2. Le voile périphérique :.....</b>	<b>123</b>
VIII.2.1. Calcul des charges :.....	123
VIII.2.2. Calcul des sollicitations : .....	124
VIII.2.3. Calcul du ferrailage :.....	124
VIII.2.4. Les vérifications :.....	125
<b>VIII.3. Etude des fondations :.....</b>	<b>128</b>
VIII.3.1. Choix du type de fondations :.....	129
VIII.3.1.1. Vérification du chevauchement :.....	129
VIII.3.2. Définition du radier :.....	129
VIII.3.3. Prédimensionnement du radier :.....	130
VIII.3.4. Ferrailage du radier :.....	132
VIII.3.4.1. Méthode de calcul :.....	133
VIII.3.4.2. Evaluation des charges :.....	133
VIII.3.4.3. Calcul du ferrailage :.....	134

VIII.3.4.4. Ferrailage des poutres de libages :.....	138
<b>CONCLUSION GÉNÉRALE</b> :.....	143
<b>RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b> :.....	145

*Introduction  
générale*

## **Introduction générale :**

Le domaine de construction et le Génie civil est un vaste domaine qui est l'ensemble des activités et techniques nécessaires à la réalisation de constructions civiles. Ces constructions dans les hôpitaux ouvrages abritant des malades, et dans les travaux publics ouvrages d'utilité générale.

Toute étude de projet d'un hôpital dont la structure est en béton armé a pour but d'assurer la stabilité et la résistance d'hôpital durant toute sa durée d'utilisation afin d'assurer au maximum la sécurité des malades.

Le présent projet a pour objectif l'étude d'un hôpital (R+5+sous-sol) en béton armé à Oran ; ce dernier est classé d'après la carte de zonage en Zone IIa (zone à moyenne sismicité) selon les classifications du RPA99/V2003. La structure étudiée est contreventée par un système mixte (voiles et portiques) ; les éléments structuraux du bâtiment sont dimensionnés et ferrailés afin de résister aux diverses sollicitations (statiques et dynamiques) exercées sur eux tout en tenant compte du côté économique.

Notre objectif principal est d'assurer la stabilité de l'ouvrage et la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) aux différentes sollicitations (compression, flexion...). La résistance est en fonction du type de matériaux utilisés, des dimensions des éléments et de leurs caractéristiques.

Chaque étude d'un ouvrage doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage :

- La sécurité (le critère le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- l'aspect économique : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort du patient.
- Esthétique.

Notre travail est constitué de huit chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de l'hôpital, la définition des différents éléments, le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc.).

- Le troisième chapitre présente le calcul des planchers.
- Le quatrième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux.
- Le cinquième chapitre portera sur l'étude dynamique de l'hôpital, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude de l'hôpital sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS 9.7.
- Le sixième chapitre portera sur le ferrailage des éléments principaux
- Le septième chapitre concerne le ferrailage des voiles.
- Le huitième chapitre consiste en la conception et le calcul des fondations

On termine notre travail par une conclusion générale.

# *Chapitre I*

*Présentation du projet  
et hypothèses de calcul*

### I.1. Introduction :

L'étude des structures est une étape clé et passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé. L'ouvrage en question est un hôpital (R+5+sous-sol) situé sur la deuxième d'Oran classé en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) d'après le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/V2003). Présentant une régularité en plan.

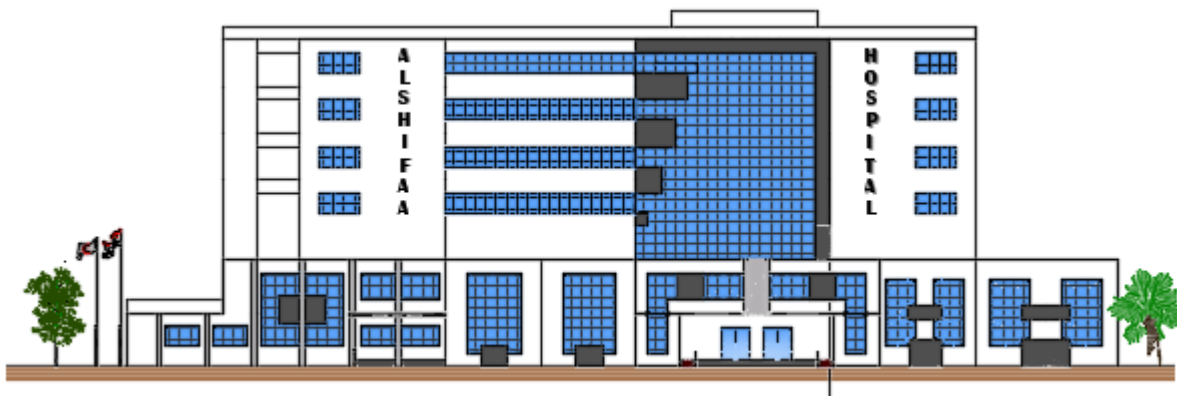
### I.2. Présentation du projet :

#### I.2.1. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de l'hôpital sont reportées comme suit :

Désignation	Dimensions
Longueur totale	83 m
Largeur totale	58 m
Hauteur du sous-sol	3.74 m
Hauteur du R.D.C	3.74 m
Hauteur des étages courants	3.74 m
Hauteur totale de la structure	26.88 m
Hauteur de l'acrotère	0.7 m

**Tableau I.1** : caractéristiques géométriques de l'hôpital.



**Figure I.1** : Façade principale





### I.2.2.3 Escaliers :

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter-étages.

Notre structure comporte un deux types d'escaliers :

- Escalier à 2 volées se trouve au niveau du S-sol jusqu'au dernier étage
- Escalier à 3 volées se trouve au niveau du sous-sol jusqu'au RDC et 1-2<sup>ème</sup> étage

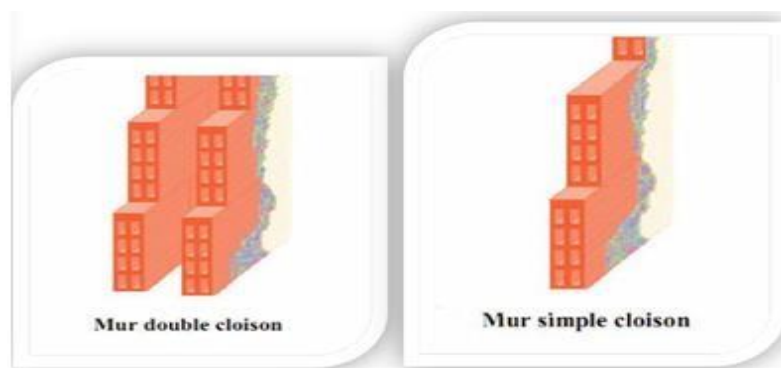
### I.2.2.4 Terrasse :

Il existe un seul type de terrasses : Terrasse inaccessible.

### I.2.2.5 Maçonnerie :

Les murs de notre structure sont exécutés en briques creuses.

- **Murs extérieurs** : ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur. Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur lame d'air de 5 cm d'épaisseur et des Briques creuses de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.
- **Murs intérieurs** : Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur servant à séparer deux services.



**Figure I.4** : Mur simple cloison et double cloison.

### I.2.2.6 Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux d'hôpital, il se constitue principalement de la cabine et de sa machinerie, elles sont confinées dans un noyau ouvert nommé cage d'ascenseur.

### I.2.2.7 Revêtement :

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

### I.2.3 .Caractéristiques mécaniques des matériaux :

#### I.2.3.1 Le béton :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

**a) Composition :** On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciment, de granulats et d'eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

**1- Ciment :** Le CPA est le liant le plus couramment utilisé ; il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

**2- Granulats :** Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :  
-Sable de dimension ( $D_s \leq 5$  mm).

-De dimension ( $5 \leq D_g \leq 25$  mm).

**3- Eau de gâchage :** Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation ; elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

**b) Résistance du béton :** Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction mesurée à "j" jours d'âge.

**1. Résistance à la compression :** Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

- Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend :  $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour  $j \geq 60$  jours, on prend  $f_{cj} = 1,1f_{c28}$  ; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

**Pour notre étude, on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

$f_{c28} (MPa)$	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	1,06	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

**Tableau I.2:** Résistance  $f_{cj}$  du béton à 7, 14 et 90 jours.

**b) Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

**c) Définition des états limites :**

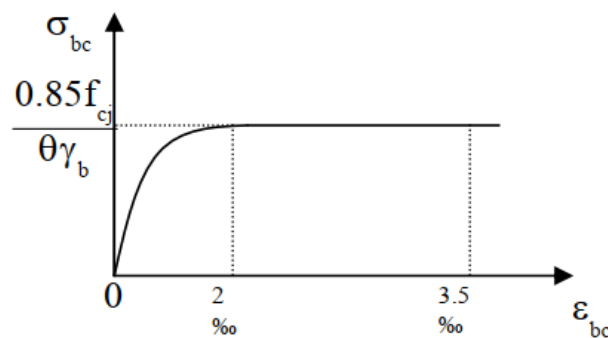
Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

**c.1) Etat limite ultime :**

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage. Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole-rectangle". C'est un diagramme déformation– contrainte du béton qui est peut-être utilisé dans tous les cas.



**Figure I.5 :** Diagramme parabolique\_ rectangle.

A noter que dans certains cas, par mesure de simplification, on considère un diagramme rectangulaire. Où la déformation du béton en compression  $\epsilon_{bc}$  est située entre  $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ .

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

$\theta$  est le coefficient d'application  $\begin{cases} \theta = 1.0 \rightarrow \text{Durée} > 24h \\ \theta = 0.9 \rightarrow 1h \leq \text{Durée} \leq 24h \\ \theta = 0.85 \rightarrow \text{Durée} < 1h \end{cases}$

$\gamma_b$  est le coefficient de sécurité  $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{cas général} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{cas accidentel} \end{cases}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas général}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles}$$

### c.2) Etat limite de service :

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

**1. Contrainte limite de service en compression :** Elle est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Cette correction est prise du fait qu'on considère un diagramme rectangulaire schématisé comme suit :

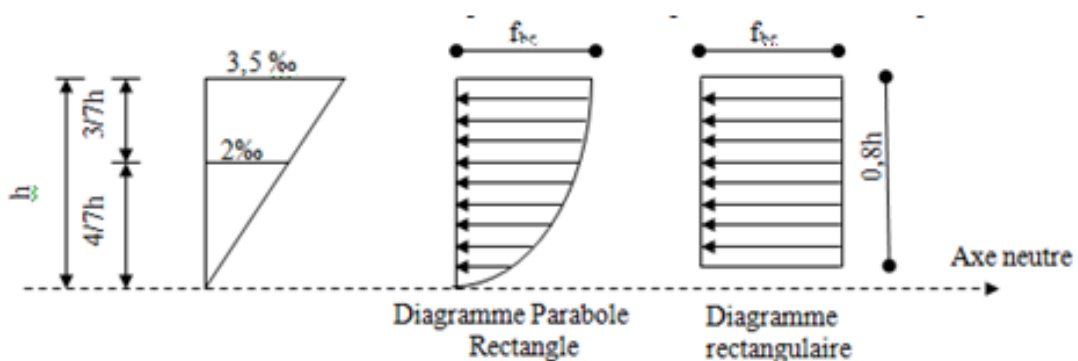


Figure I.6 : Diagramme rectangulaire.

**2. Contrainte admissible de cisaillement** : La contrainte ultime de cisaillement  $\bar{\tau}_u$  dans une éprouvette en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime  $V_u$  peut être exprimée par :

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec : (b) est la largeur de l'éprouvette et (d) la hauteur utile.

- Pour une fissuration peu préjudiciable :

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

**3. Module de déformation longitudinal du béton :**

**a) Module de déformation instantanée** : Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, le module de déformation instantanée  $E_{ij}$  du béton âgé de (j) jour(s) est égal à :

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

**b) Module de déformation différée :**

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c2j}}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

**4. Module de déformation transversal** : Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversal est donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

Où :  $\nu$  est le coefficient de poisson

$\nu = 0$  ; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U. et E.L.S)  $\rightarrow G = 16082,1$

$\nu = 0,2$  ; Pour le calcul des déformations (dans E.L.U. et E.L.S)  $\rightarrow G = 13401,75$

### I.2.3.2. Les aciers :

Ceux utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenus par laminage.
- Barres à haute adhérence obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.
- Fils à haute adhérence obtenus par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid.
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.
- Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal ( $\emptyset$ ). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).
- Le poids volumique de l'acier est de :  $78,5 \text{ kN/m}^3$  et son module d'élasticité longitudinal est de :  $E = 210000 \text{ MPa}$ .

#### I.3.2.1 Diagramme déformation - contrainte :

Pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235).

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  qui a les valeurs suivantes :

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

Avec :  $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.

Pour l'acier FeE400, la limite d'élasticité vaut 400 MPa et la contrainte  $\sigma_s$  est donnée selon :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 ; \text{ Cas générale, on a } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,00 ; \text{ Cas des combinaison accidentelles, on a } \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

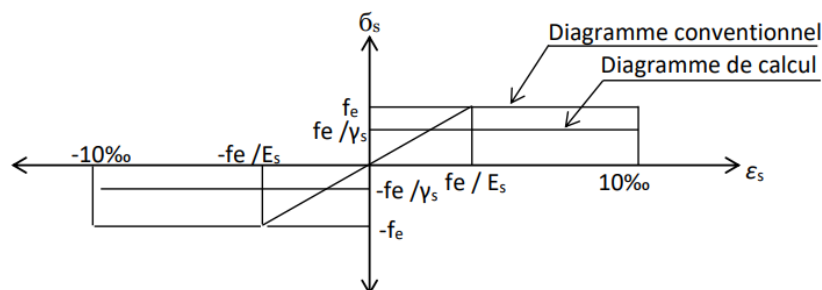


Figure I.7 : Diagramme de déformation – contraintes.

### I.3.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :

$$\overline{\sigma_{st}} \leq f_e ; (\text{Pas de limitation}) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \\ \left. \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min \left( \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \sigma_{st} \leq \min \left( \frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \\ \left. \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \right.$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rond lisse ;} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton ;  $f_e$  : Limite d'élasticité des aciers.

### I.3. Hypothèse de calcul :

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

#### I.3.1 E.L.U. R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

##### I.3.1.1 Hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à :  $\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$
- L'allongement de l'acier est limité à :  $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$  ;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :

- ✓ Le béton en compression ;
- ✓ L'acier en traction et en compression.

##### I.3.1.2 Règles des trois pivots :

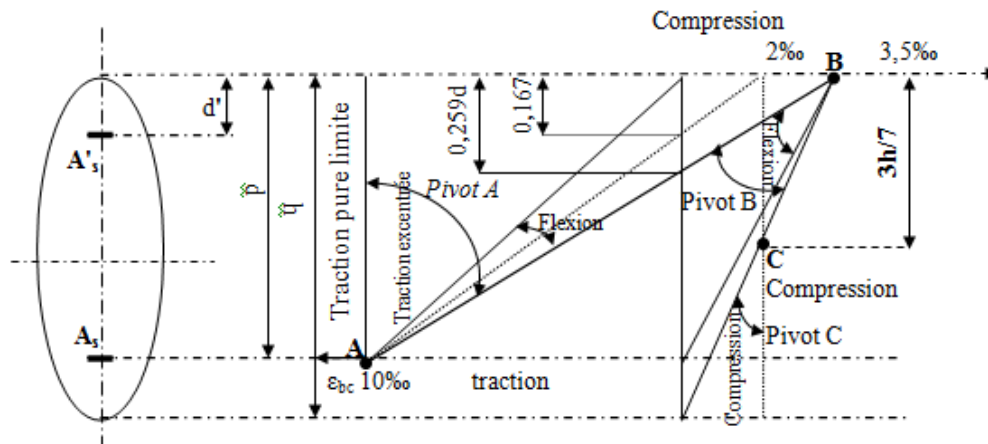
En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :



- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites 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 ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 <sup>0</sup> /100
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 <sup>0</sup> /100
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 <sup>0</sup> /100

**Tableau I.3:** Les déformations limitent du pivot



**Figure I.8 :** Diagramme des déformations limitées de la section. - Règles des trois pivots -

### I.3.2 E.L. S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

#### I.3.2.1 Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Par convention  $\eta$  correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalence.}$$

### I.3.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35. G + 1,5. Q$$

- **Etat limite de service :**

Combinaison d'action : G+Q

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \rightarrow \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort du séisme} \end{cases}$$

*Chapitre II*  
*Prédimensionnement*  
*des éléments de la*  
*structure*

**II.1 Introduction :**

L' évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé :

Prédimensionnement.

Ces dimensions doivent satisfaire les conditions de premier genre (BAEL91 modifier 99) et les règles de deuxième genre du (RPA 99/ version 2003)

**II.2. Données architecturales :**

Les données architecturales nécessaires au pré dimensionnement sont reportées dans le tableau qui suit :

Désignation	Dimension (cm)
La portée (Lx)	680
La portée (Ly)	680
Grande portée entre axes (L) - Poutre dans le sens longitudinal - Poutre dans le sens transversal	720 720
Hauteur du sous-sol (h0)	374
Hauteur de l' étage courant (he)	374

**Tableau II.1 :** Données architecturales.

## II.2 Prédimensionnement des planchers :

Un plancher est la partie horizontale d' une construction par la quelle est transmise les différentes charges aux poutres et par la suite aux poteaux dont leurs épaisseurs sont faibles par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre projet on utilise plancher à dalle pleine en béton armé de 15 à 20 cm d' épaisseur sera coulé sur un coffrage plat.

### II.3.1. Pré dimensionnement de la hauteur :

Selon le BAEL 91, l' épaisseur ou la hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :  $0.4 \leq \alpha = \frac{Lx}{Ly} \leq 1$ .

Pour notre cas, on a

$$\begin{cases} Lx = 680 \text{ cm} \\ Ly = 680 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \alpha = \frac{Lx}{Ly} = 1 \text{ (Panneau de dalle travaillant dans les deux sens)}$$

Donc, la condition de la flèche est satisfaite.

Pour une dalle continue, la hauteur totale du plancher doit aussi satisfaire la condition suivante :  $ht \geq \frac{Lx}{40}$

$$ht \geq \frac{680}{40} = 17 \text{ cm}$$

On prend :  $ht = 20 \text{ cm}$ .

### II.3.2. Évaluation des charges et des surcharges :

Nous allons procéder à l' évaluation des charges et surcharges comme suit :

#### a) Plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation	Dimension [cm]	Densité linéique de charge [(kN/m <sup>2</sup> )/cm]	Charge [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Protection en gravillon roulé	5	0.2	1
2	Étanchéité multicouches	2	0.06	0.12
3	Forme de pente en béton léger	10	0.22	2.2
4	Isolation thermique en polystyrène	4	0.04	0.16

5	Plancher en dalle pleine	20	0.25	5
6	Enduit en plâtre	2	0.1	0.2
<b>Charge <math>G_T</math></b>				<b>8.68</b>
<b>Charge <math>Q_T</math> (voir Annexe 1)</b>				<b>1</b>

**Tableau II.2 :** Evaluation des charges - plancher terrasse.

**b) Plancher étage courant :**

N°	Désignation	Dimension [cm]	Densité linéique de charge [(kN/m <sup>2</sup> )/cm]	Charge [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement en carrelage	2	0.2	0.4
2	Mortier de pose	2	0.22	0.44
3	Sable fin pour mortier	2	0.18	0.36
4	Plancher en dalle pleine	20	0.25	5
5	Enduit en plâtre	2	0.1	0.2
6	Cloison en brique creuse	10	0.09	0.9
<b>Charge <math>G_E</math></b>				<b>7.30</b>
<b>Charge <math>Q_E</math> (voir Annexe 1)</b>				<b>3.5</b>

**Tableau II.3 :** Evaluation des charges - étage courant

**c) Murs de façade :**

N°	Désignation	Dimension [cm]	Densité linéique de charge [(kN/m <sup>2</sup> )/cm]	Charge [kN/m <sup>2</sup> ]
----	-------------	----------------	--	-----------------------------

1	Brique creuse extérieure	15	0.09	1.35
2	Brique creuse intérieure	10	0.09	0.9
3	Enduit extérieur en ciment ou mortier	1.5	0.18	0.27
4	Enduit en plâtre	1.5	0.1	0.15
<b>Charge G</b>				<b>2.52</b>

**Tableau II.4 :** Evaluation des charges - murs de façade.

**d) Murs intérieurs :**

N°	Désignation	Dimension [cm]	Densité linéique de charge [(kN/m <sup>2</sup> )/cm]	Charge [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit en plâtre	1.5	0.1	0.15
2	Brique creuse	10	0.09	0.9
3	Enduit en plâtre	1.5	0.1	0.15
<b>Charge G</b>				<b>1.2</b>

**Tableau II.5 :** Evaluation des charges - murs intérieurs.

**Remarque :** Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures ; donc, il est nécessaire d'adopter des coefficients selon le pourcentage d'ouverture :

- ✓ Murs avec portes (90%G).
- ✓ Murs avec fenêtres pour les murs de façade (80%G).
- ✓ -Murs avec portes et fenêtres pour les murs intérieurs (70 % G)

#### II.4 Prédimensionnement des poutres :

Selon le R.P.A. 99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Et selon le B.A.E.L. 91, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ d : \text{ hauteur utile} \\ L : \text{ la plus grande portée entre nus} \end{cases}$$

On trouvera deux types de poutres :  $\begin{cases} \text{Poutre longitudinale: } L = 7.20 \text{ m} \\ \text{Poutre transversale : } L = 7.20 \text{ m} \end{cases}$

##### II.4.1. Prédimensionnement des poutres dans le sens longitudinal :

Celui des poutres principales, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\begin{cases} 48 \text{ cm} \leq h_t \leq 72 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 65 \text{ cm} \\ d = 0.9xh = 0.9x65 = 58.5 \text{ cm} \\ 17.55 \text{ cm} \leq b \leq 23.4 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 65 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1.6 \leq 4 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend **(40 X 65) cm<sup>2</sup>** comme section des poutres dans le sens longitudinal.

##### II.4.2. Prédimensionnement des poutres dans le sens transversal :

Celui des poutres secondaires, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\begin{cases} 48 \text{ cm} \leq h_t \leq 72 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 65 \text{ cm} \\ d = 0.9xh = 0.9x65 = 58.5 \text{ cm} \\ 17.55 \text{ cm} \leq b \leq 23.4 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :



$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow 1.375 \leq 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend **(40 X 55) cm<sup>2</sup>** comme section des poutres dans le sens transversal.

### II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central) ; la section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

On utilise un calcul basé sur la descente des charges tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

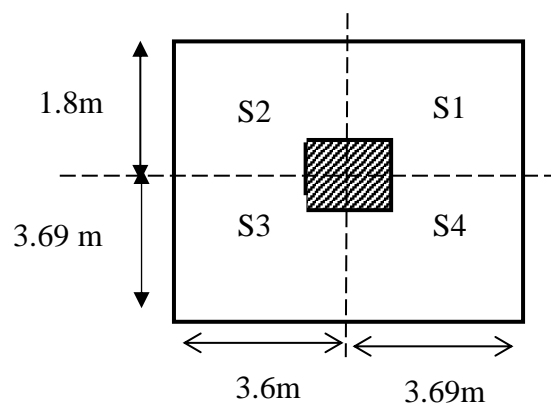
À noter que notre ouvrage compte une sorte de poteaux ; à savoir : des poteaux rectangulaires.

#### II.5.1 Prédimensionnement des poteaux rectangulaires :

On a trois types de coffrage des poteaux rectangulaires ; à savoir :

- Type 1 : pour le Sous-sol et RDC.
- Type 2 : du 1<sup>er</sup> jusqu' au 2<sup>ème</sup> étage.
- Type 3 : du 3<sup>ème</sup> étage jusqu' à 5<sup>ème</sup> étage.

La surface afférente du poteau, issue du plan architectural, est donnée par :



**Figure II.1 :** Surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité  
 $S = (S1 + S2 + S3 + S4)$

$$S = [(3.69 \times 1.8) + (3.6 \times 1.8) + (3.6 \times 3.69) + (3.69 \times 3.69)] = 40.02m^2$$

Nous allons procéder au prédimensionnement des poteaux de type 1.

a) Calcul de l'effort normal ( $N_u$ ) sollicitant les poteaux :

1. Efforts de compression dû aux charges permanentes  $N_g$  :

✓ Poids propre du plancher :

$$G_T \times S = 8.68 \times 40.02 = 347.37 \text{ kN}$$

✓ Poids propre de la poutre dans le sens longitudinal :

$$\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.40 \times 0.65) \times 7.20 = 46.8 \text{ kN}$$

✓ Poids propre de la poutre secondaire :

$$\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.40 \times 0.55) \times 7.20 = 39.6 \text{ kN}$$

La charge totale sur le plancher terrasse :  $G = 433.77 \text{ kN}$

**Plancher étage courant :**

✓ Poids propre du plancher :

$$G_E \times S = 7.30 \times 45.9 = 292.14 \text{ kN}$$

✓ Poids propre de la poutre dans le sens longitudinal :

$$\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.4 \times 0.65) \times 7.20 = 46.8 \text{ kN}$$

✓ Poids propre de la poutre dans le sens transversal :

$$\gamma_{ba} \times (b \times h) \times L = 25 \times (0.40 \times 0.55) \times 7.20 = 39.60 \text{ kN}$$

**La charge totale sur le plancher étage courant :**

$$G = 378.54 \times 7 = 2649.62 \text{ kN}$$

$$N_G = 1.1 \times (433.77 + 2649.62) = 1.1 \times 3083.39 = 3391.72 \text{ kN}$$

## 2. Efforts de compression dus aux surcharges d' exploitation $N_0$ :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d' exploitation en fonction du nombre d' étages.

Soit  $Q_0$  la surcharge d' exploitation sur la terrasse du bâtiment, et  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les surcharges d' exploitation relatives aux planchers courants 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Selon les règles du **DTR BC 2-2**, puisqu' 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 0,5 Q du bas vers le haut. Pour un nombre d' étages supérieur ou égal 5, on applique :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$  Avec : n est le nombre d' étages, et  $Q_0$  est la charge d' exploitation sur la terrasse.

Pour une dégression de 5% allant du bas vers le haut, on trouve :

Niveau des planchers	Loi de dégression [kN/m <sup>2</sup> ]	Charge [kN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse	$NQ_0 = 1$	<b>1.00</b>
5	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	<b>4.50</b>
4	$NQ_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	<b>7.65</b>
3	$NQ_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	<b>10.45</b>
2	$NQ_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	<b>12.90</b>
1	$NQ_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	<b>15</b>
RDC	$NQ_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	<b>16.75</b>
S-sol 1 (n = 7)	$NQ_7 = Q_0 + 0,70 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	<b>18.50</b>

**Tableau II.6 : Dégression des charges d' exploitation**

La surcharge d' exploitation totale sur le plancher étage courant :

$$N_Q = 1.1 \times Q \times S = 1.1 \times 18.50 \times 40.02 = 814.40 \text{ KN}$$

**3. Effort normal  $N_U$  :**

$$N_U = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = (1.35 \times 3391.72) + (1.5 \times 814.40) = 5800.42 \text{ KN}$$

**b) Détermination de la section du poteau (a x b) :**

**1. Détermination de « a » :**

On doit dimensionner le poteau de sorte qu' il n' y ait pas de flambement, c' est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$B = b \times a$$

$$I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{b \times a^3}{12}}{b \times a}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

$$\text{On a: } h_0 = 374 \text{ cm} \rightarrow L_f = 0.7 \times h_0 = 0.7 \times 374 = 261.8 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{231}{0.289a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{231}{0.289 \times 50} = 15.98 \text{ cm}$$

On prend : a = 60cm.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i} = \frac{261.8}{0.289 \times 60} = 15.09 < 50 ; \text{ Condition vérifiée.}$$

**2. Détermination de « b » :**

Selon les règles du BAEL 91, l' effort normal ultime  $N_U$  doit être :

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

Avec :

$$B_r : \text{ Section réduite du poteau ; } B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$A_s : \text{ Section d'armature longitudinale ; } A_s = 0.8\% B_r ; \text{ Parce que Zone IIa}$$

$\alpha$  : Facteur réducteur de  $N_U$ , il est en fonction de  $\lambda$  ;

$$\alpha = \frac{0.85}{[1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2]}$$

**3. Application numérique :**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.50 ; \gamma_s = 1.15 ;$$

$$A_s = 0.8 \% \times Br = 0.9\% \times [58(b - 2)] = 0.522(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0.85}{[1 + 0.2(\frac{15.09}{35})^2]} = 0.82$$

$$5800.42 \leq 0.82 \left[ \frac{58(b - 2) \times 25}{0.9 \times 1.50 \times 10} + \frac{0.464(b - 2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 53.02 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 60 \text{ cm}$

#### 4. Vérification des conditions du RPA 99/2003 :

$$\begin{cases} \min(a; b) = 60 \text{ cm} > 25 \text{ cm}; \text{ Condition vérifiée} \\ \min(a; b) = 60 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18.7 \text{ cm}; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} \Rightarrow 0.25 < 1; \text{ Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc, le poteau rectangulaire type 1 a une section de  $(60 \times 60) \text{ cm}^2$ .

En finalité, on retient les sections suivantes pour les poteaux :

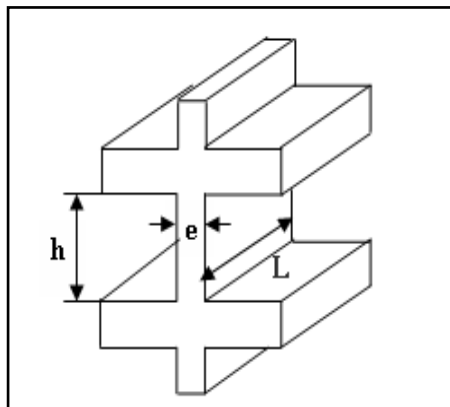
Type 01 : (le Sous – sols...RDC)  $\rightarrow (60 \times 60) \text{ cm}^2$

Type 02 : (1<sup>er</sup> étage...2<sup>ème</sup> étage)  $\rightarrow (55 \times 55) \text{ cm}^2$

Type 03 : (3<sup>ème</sup> étage ... 5<sup>ème</sup> étage)  $\rightarrow (50 \times 50) \text{ cm}^2$

#### II.6. Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.



**Figure II.2** : schéma du voile

Le R.P.A 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{374}{22} \rightarrow e \geq 17 \text{ cm} \\ e_{min} = 20 \text{ cm} \end{array} \right. \\ L \geq 4e \Rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec : L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

On adopte des voiles d'épaisseur : e = 20 cm

### II.7. Tableau récapitulatif des résultats :

Le tableau suivant résume les sections des poutres et des poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la structure.

Niveau	Section des poteaux carrés [cm <sup>2</sup> ]	Section des poutres - sens longitudinal - [cm <sup>2</sup> ]	Section des poutres - sens transversal - [cm <sup>2</sup> ]	Épaisseur des voiles [cm <sup>2</sup> ]
S-sol	60 x 60	40 x 65	40 x 55	20
RDC				
01				
02	55 x 55			
03				
04	50 x 50			

05			
----	--	--	--

**Tableau II.7 : Récapitulatif des résultats**

*Chapitre III*  
*Calcul des planchers*

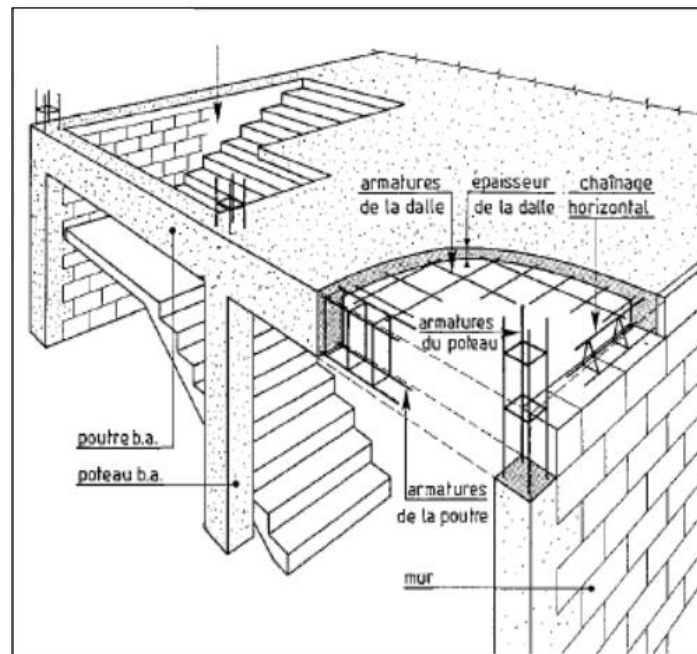


### III.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destinée essentiellement à recevoir les actions variables d'exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qu'ils des ceindront aux fondations. Pour notre ouvrage, les planchers sont en dalle pleine ; cette dernière est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place et reposant sur des appuis.

### III.2. 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



**Figure III.1 :** Plancher en béton armé (dalles)

Si :

$$\begin{cases} \alpha \leq 0.4 \text{ panneau de dalle travaillant dans un seul sens } (L_x) \\ 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ panneau de dalle travaillant dans les deux sens } (L_x)(L_y) \end{cases}$$

Avec :

( $L_x$ ) est la petite portée du panneau de dalle

( $L_y$ ) est la grande portée panneau de dalle.

Le tableau qui suit reporte les valeurs de ( $L_x$ ) et ( $L_y$ ) ainsi que le calcul de ( $\alpha$ ).

Désignation	Lx (cm)	Ly (cm)	$\alpha = Lx / Ly$
Panneau de rive	320	680	0.47
Panneau central	663	680	0.97

Tableau III.1 : Valeur de  $\alpha$  pour chaque panneau.

### III .3. Exemple de calcul :

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau (1-2ème étage) et les résultats des autres niveaux seront reportés par la suite dans un tableau récapitulatif.

#### III.3.1. Panneau le plus défavorable (panneau de rive) :

✓ **Sollicitations :**

Comme :  $\alpha = 0.47 > 0.4$  (Panneau travaillant dans les deux sens)  $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1008 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$

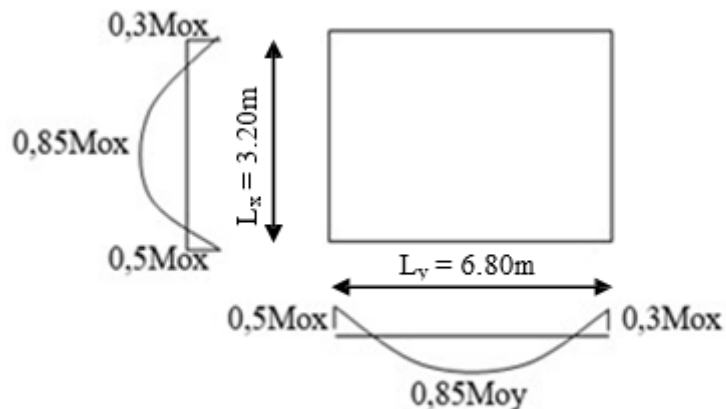


Figure III.2 : Panneau de rive.

✓ **Chargement :**

Charge permanente (1-2ème étage) :  $G = 7.30 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$

Charge ultime (pour une bande de 1m de largeur)

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) = 15.105 \text{ kN/m}^2.$$

✓ **Moment isostatique :****Sens Lx :**

$$M_{ox} = \mu_x \times qu \times L_{x2} = 0,1008 \times 15,105 \times 3,20^2 = 15,59 \text{ kN.m}$$

**Sens Ly :**

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,2500 \times 15,59 = 3,89 \text{ kN.m}$$

✓ **Moments en travée et sur appuis :**

$$M_{tx} = 0,85 \times 15,59 = 13,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times 3,12 = 3,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax \text{ riv}} = 0,3 \times 15,59 = 4,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax \text{ intr}} = 0,5 \times 15,59 = 7,79 \text{ KN.m}$$

**III.3.1.1. Calcul du ferrailage :**✓ **Armatures inférieures (en travée) :**Pour une bande de 1 m :  $b = 100 \text{ cm}$  ; $d = 0,9 \text{ ht} = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .**Sens Lx**

$$M_{tx} = 13,25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,25 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,25 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 2,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Sens Ly**

$$M_{ty} = 3,30 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,30 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,0071 \rightarrow \beta = 0,9965$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,30 \times 10^3}{0,9965 \times 18 \times 348} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

✓ **Armatures supérieures (sur appuis) :**• **Sur appuis de rive :**

$$M_a = M_{ax \text{ riv}} = 4,67 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax \text{ riv}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,67 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{arive} = \frac{M_{ax \text{ riv}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,67 \times 10^3}{0,995 \times 18 \times 348} = 0,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Sur appuis intermédiaires :**

$$M_a = M_{ax\ intr} = 7.79 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax\ intr}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.79 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{aint} = \frac{M_{ax\ intr}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.79 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- ✓ **Section minimale des armatures :**

**Sens Ly**

$$A_{ymin} = 8 \times ht = 8 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Sens Lx**

$$A_{xmin} = A_{ymin} \times \frac{3-\alpha}{2} = 2.02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- ✓ **Choix des aciers :**

- **En travée :**

**Sens Lx :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 2.14 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \emptyset \leq 20 \text{ mm} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = \mathbf{4T10 p.m} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{xmin} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Sens Ly :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \emptyset \leq 20 \text{ mm} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = \mathbf{3T10 p.m} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{xmin} \\ S_{ty} = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Sur appuis de rive :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{arive} = 0.74 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \emptyset \leq 20 \text{ mm} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = \mathbf{3T10 p.m} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{xmin} \\ S_{tx} = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Sur appuis intermédiaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{aint} = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \emptyset \leq 20 \text{ mm} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = \mathbf{3T10 p.m} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{xmin} \\ S_{tx} = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ **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

$$\alpha = 0,47 \rightarrow \begin{cases} V_x = qu \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,47}{2}} = 19.56 \text{ KN} \\ V_y = qu \times \frac{L_x}{3} = 16.112 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{max} = \max(V_x ; V_y) = 19.56 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{19.56 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.10 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée (pas de risque de cisaillement).} \end{cases}$$

### III.3.1.2. Vérifications à l'E.L.S. :

✓ **Sollicitations :**

$$\alpha = 0.47 > 0,4 \text{ (Dalle travaillant suivant les deux sens (Lx) et (Ly))} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1038 \\ \mu_y = 0.3402 \end{cases}$$

✓ **Chargement :**

Charge permanente (1-2ème étage) : **G = 7.30 kN/m<sup>2</sup>**

Charge d'exploitation : **Q = 3.5 kN/m<sup>2</sup>**

Charge ultime (pour une bande de 1m de largeur) : **q<sub>ser</sub> = (G + Q) = 10.80 kN/m<sup>2</sup>.**

✓ **Moment isostatique :**

**Sens Lx**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 0.1038 \times 10.80 \times 3.20^2 = 11.47 \text{ kN.m}$$

**Sens Ly**

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.3402 \times 10.47 = 3.90 \text{ kN.}$$

✓ **Moments en travée et sur appuis :**

$$M_{tx} = 0.85 \times 11.47 = 9.74 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 3.90 = 3.315 \text{ kN.m}$$

$$M_{axriv} = 0.3 \times 11.47 = 3.441 \text{ kN.m}$$

$$M_{axintr} = 0.5 \times 11.47 = 5.735 \text{ kN.m}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \eta = 15 \text{ (Voir chapitre I).}$$

**Suivant Lx**

• **En travée**

$$M_{tx} = 9.74 \text{ KN.m} ; A_s = A_{tx} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{m} ; A' = 0$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 22.80y - 410.40 = 0 \rightarrow y = 2,64 \text{ cm}$$

**b) Moment d'inertie (I) :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 2.64^3}{3} + (15 \times 1.52) \times (18 - 2.64)^2 = 5992.51 \text{ cm}^4$$

**c) Contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tx}}{I} \times y = \frac{9.74 \times 10^3}{5992.51} \times 2.64 = 4.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

• **Sur appuis de rive :**

$$M_a = M_{axriv} = 3.441 \text{ kN.m} ; A_s = A_{arive} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{m} ; A' = 0$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 8.25y - 148.50 = 0 \rightarrow y = 1.64 \text{ cm}$$

**b) Moment d'inertie (I) :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 1.64^3}{3} + (15 \times 0.55) \times (18 - 1.64)^2 = 2355.14 \text{ cm}^4$$

**c) Contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tx}}{I} \times y = \frac{3.441 \times 10^3}{2355.14} \times 1.64 = 2.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

• **Sur appuis intermédiaires :**

$$M_a = M_{axintr} = 5.735 \text{ kN.m} ; A_s = A_{aint} = 0.92 \text{ cm}^2/\text{m} ; A' = 0$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 13.80y - 248.40 = 0 \rightarrow y = 2.09 \text{ cm}$$

**b) Moment d'inertie (I) :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 2.09^3}{3} + (15 \times 0.92) \times (18 - 2.09)^2 = 3797.47 \text{ cm}^4$$

**c) Contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \times y = \frac{5.735 \times 10^3}{3797.47} \times 2.09 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

**Suivant Ly****• En travée**

$$M_{ty} = 3.315 \text{ kN} \cdot \text{m} ; A_s = A_{ty} = 0.53 \text{ cm}^2/\text{m} ; A' = 0$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 7.95y - 143.10 = 0 \rightarrow y = 1.61 \text{ cm}$$

**b) Moment d'inertie (I) :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 1.61^3}{3} + (15 \times 0.53) \times (18 - 1.61)^2 = 2274.73 \text{ cm}^4$$

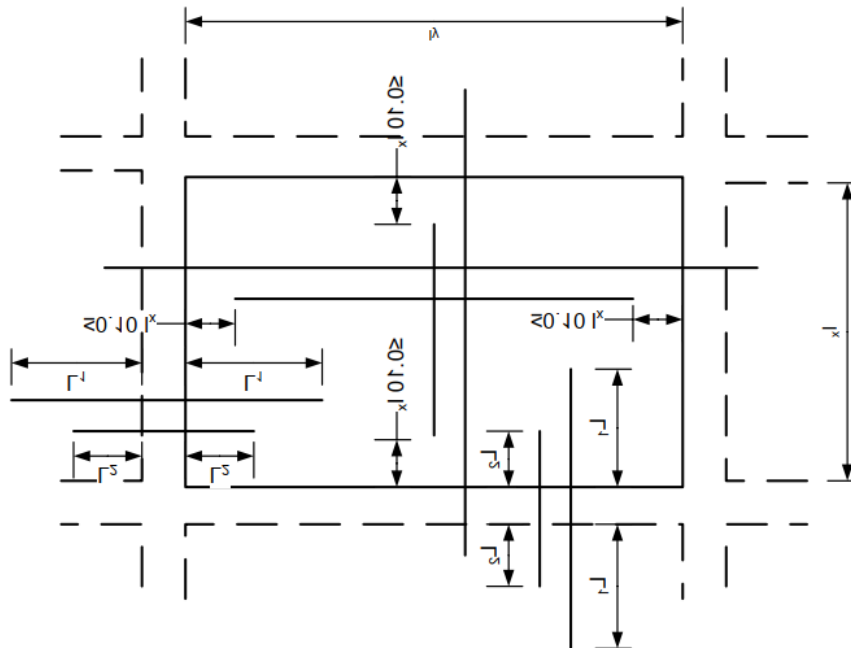
**c) Contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ty}}{I} \times y = \frac{3.315 \times 10^3}{2274.73} \times 1.61 = 2.34 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

**✓ Disposition du ferrillage :****• Arrêt des barres :**

La figure qui suit illustre la disposition des armatures.



**Figure III.3 :** Disposition des armatures

$$L1 = \max \left\{ \begin{array}{l} ls \\ \lambda_s \cdot Lx \end{array} \right. \quad \text{et} \quad L2 = \max \left\{ \begin{array}{l} ls \\ \frac{L1}{2} \end{array} \right.$$

Avec ( $ls$ ) est la longueur de scellement droit donnée par la formule suivante :

$$ls = \frac{\phi \cdot fe}{4 \tau_{su}}$$

Où ( $\phi$ ) est le diamètre de la barre, et ( $\tau_{su}$ ) est la contrainte d'adhérence ultime donnée par la formule suivante :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot ftj$$

Avec  $\psi_s$  est le coefficient de scellement exprimé par :

$$\psi_s = \begin{cases} 1 \text{ pour les barres R. L.} \\ 1,5 \text{ pour les barres H. A.} \end{cases}$$

$$\lambda_s = 0,05 + 0,3 \frac{Ma}{Mox} = 0,05 + 0,3 \left( \frac{0,5 Mox}{Mox} \right) = 0,2$$

Comme :  $ftj = 2,1 \text{ MPa}$  (Voir chapitre I).

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,52 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Pour une barre de 1,2 cm de diamètre :

$$ls = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

$$L1 = 64 \text{ cm} \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} ls = 35,33 \\ \lambda_s \cdot Lx = 0,2 \times 320 = 64 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$L2 = 35,33 \text{ cm} \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} ls = 35,33 \text{ cm} \\ \frac{L1}{2} = 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les barres en travée sont arrêtées à une distance des appuis inférieure à  $Lx / 10$  de la portée ;

$$\text{soit : } \frac{Lx}{10} = \frac{320}{10} = 32 \text{ cm}$$

• **Armatures finales :**

Suivant  $Lx$  :  $A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit **4T10** p. m avec  $S_{tx} = 25 \text{ cm}$

Suivant  $Ly$  :  $A_{ty} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit **3T10**p. m avec  $S_{ty} = 33 \text{ cm}$

Appui sur rive :  $A_{arive} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit **3T10** p. m avec  $S_{tx} = 33 \text{ cm}$

Appui intermédiaire :  $A_{aint} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit **3T10** pm avec  $S_{tx} = 33 \text{ cm}$



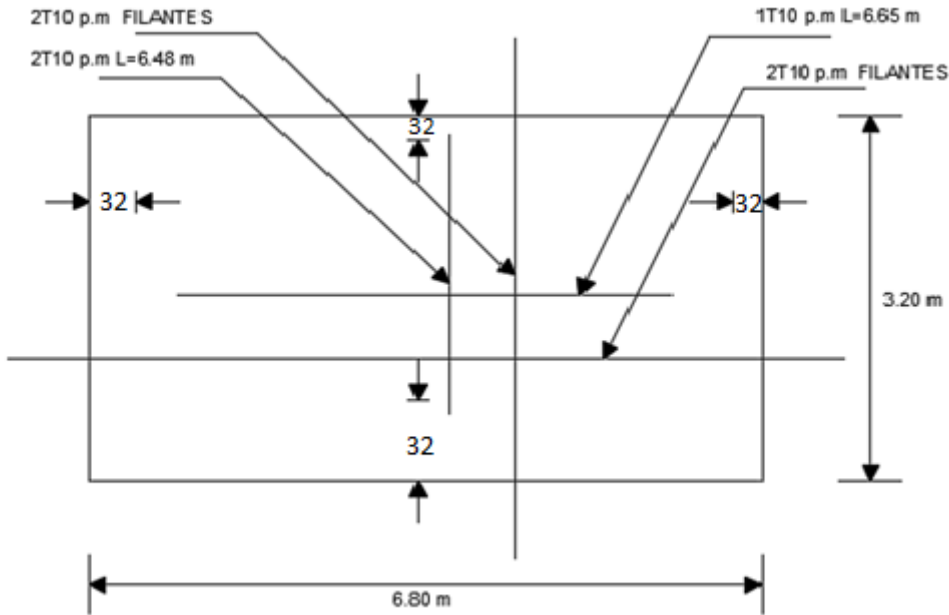


Figure III.4 : Armatures inférieures (en travée)

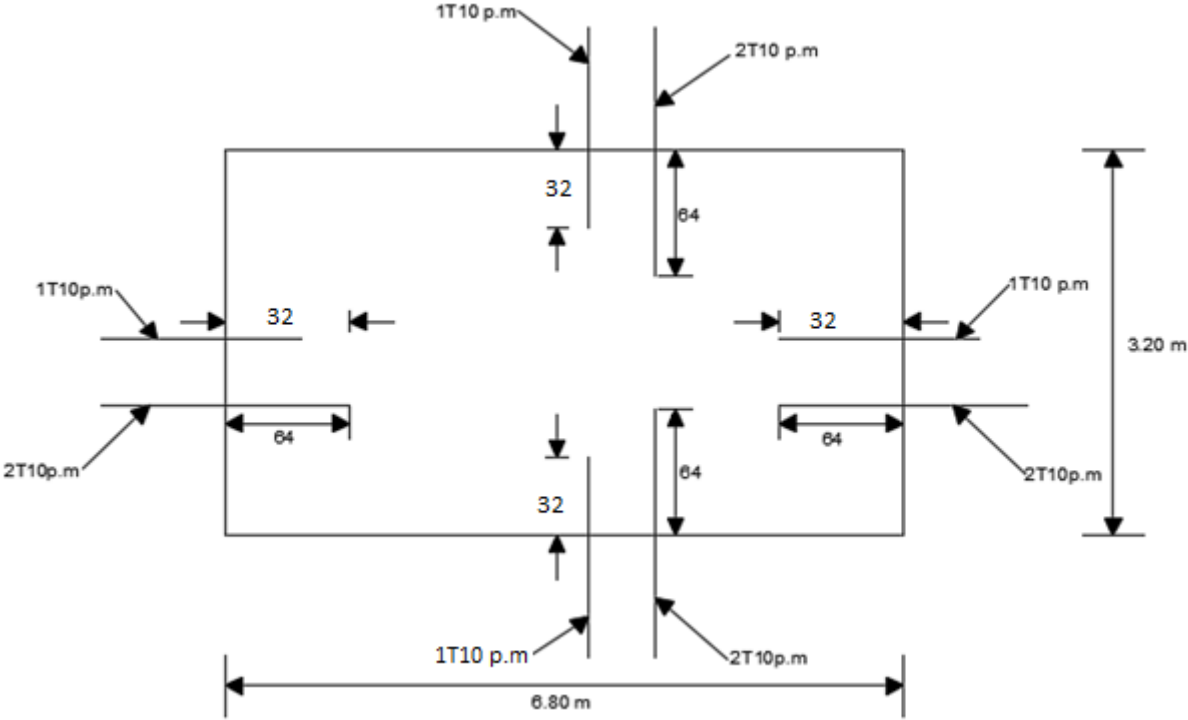
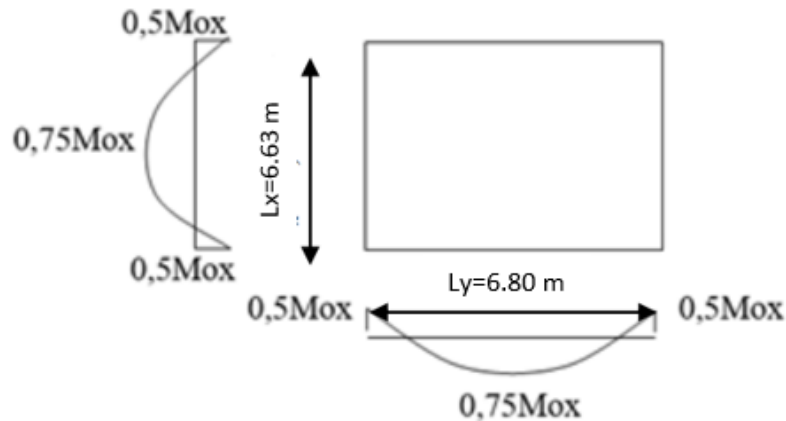


Figure III.5 : Armatures supérieures (sur appuis)

### III.3.2. Panneau intermédiaire :

✓ **Sollicitations :**

Comme :  $\alpha = 0.97 > 0.4$  (Panneau travaillant dans les deux sens)  $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases}$



**Figure III.6 :** Panneau intermédiaire

✓ **Chargement :**

Charge permanente (1-2<sup>ème</sup> étage) :  $G = 7.30 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$

Charge ultime (pour une bande de 1m de largeur) :  $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) = 15.105 \text{ kN/m}$ .

✓ **Moment isostatique :**

**Sens Lx**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0392 \times 15.105 \times 6.63^2 = 26.02 \text{ kN.m}$$

**Sens Ly**

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0.9332 \times 26.02 = 24.26 \text{ kN.m}$$

✓ **Moments en travée et sur appuis :**

$$M_{tx} = 0.75 \times 26.02 = 19.515 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 24.26 = 18.195 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax \text{ intr}} = 0.5 \times 26.02 = 13.01 \text{ kN.m}$$

#### III.3.1.1. Calcul du ferrailage :

✓ **Armatures inférieures (en travée) :**

Pour une bande de 1 m :  $b = 100 \text{ cm}$  ;

$d = 0.9 h_t = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

**Sens Lx**

$$M_{tx} = 19.515 \text{ kN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.515 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19.515 \times 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 3.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Sens Ly**

$$M_{ty} = 18.195 \text{ kN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.195 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0.039 \rightarrow \beta = 0.9805$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18.195 \times 10^3}{0.9805 \times 18 \times 348} = 2.96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

✓ **Armatures supérieures (en appuis) :**

- **Sur appuis intermédiaires :**

$$M_a = M_{ax \text{ intr}} = 13.01 \text{ kN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax \text{ intr}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13.01 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,17} = 0.028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{aint} = \frac{M_{ax \text{ intr}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13.01 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 2.10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

✓ **Section minimale des armatures :**

**Sens Ly**

$$A_{ymin} = 8 \times h_t = 8 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**Sens Lx**

$$A_{xmin} = A_{ymin} \times \frac{3-\alpha}{2} = 1.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

✓ **Choix des aciers :**

- **En travée :**

**Sens Lx**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 3.18 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \emptyset \leq 20 \text{ mm} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = \mathbf{4T12 \text{ p. m}} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{xmin} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Sens Ly**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 2.96 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \emptyset \leq 20 \text{ mm} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = \mathbf{3T12 \text{ p. m}} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{xmin} \\ S_{ty} = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Sur appuis intermédiaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{aint}} = 2.10 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \phi \leq 20 \text{ mm} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 3T10 \text{ p. m} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{x\text{min}} \\ S_{tx} = 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ **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 :

$$\alpha = 0,97 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} V_x = qu \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,97}{2}} = 33.71 \text{ KN} \\ V_y = qu \times \frac{L_x}{3} = 33.38 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$V_{\text{max}} = \max(V_x ; V_y) = 33.71 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b \times d} = \frac{33.71 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.18 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée (pas de risque de cisaillement).} \end{array} \right.$$

**III.3.1.2. Vérifications à l'E.L. S :**✓ **Sollicitations :**

$$\alpha = 0.97 > 0.4 \text{ (Dalle travaillant suivant les deux sens (Lx) et (Ly))} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{array} \right.$$

✓ **Chargement :**

Charge permanente (1-2ème étage) : **G = 7.30 kN/m<sup>2</sup>**

Charge d'exploitation : **Q = 3.5 kN/m<sup>2</sup>**

Charge ultime (pour une bande de 1m de largeur) : **q<sub>ser</sub> = (G + Q) = 10.80 kN/m.**

✓ **Moment isostatique :****Sens Lx**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times L_x^2 = 0,0465 \times 10.80 \times 6.63^2 = 22.07 \text{ KN. m}$$

**Sens Ly**

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,9543 \times 22.07 = 21.06 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travée et sur appuis :**

$$M_{tx} = 0.75 \times 22.07 = 16.55 \text{ kN. m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 21.06 = 15.79 \text{ kN. m}$$

$$M_{\text{ax intr}} = 0.5 \times 22.07 = 11.03 \text{ kN. m}$$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \eta = 15 \text{ (Voir chapitre I).}$$

**Suivant L<sub>x</sub>**

• **En travée**

$$M_{tx} = 16.55 \text{ KN.m} ; A_s = A_{tx} = 2.69 \text{ cm}^2/\text{m} ; A' = 0$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 40.35y - 726.30 = 0 \rightarrow y = 3.42 \text{ cm}$$

**b) Moment d'inertie (I) :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3.42^3}{3} + (15 \times 2.69) \times (18 - 3.42)^2 = 9910.84 \text{ cm}^4$$

**c) Contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{tx}}{I} \times y = \frac{916.55 \times 10^3}{9910.84} \times 3.42 = 5.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

• **Sur appuis intermédiaires :**

$$M_a = M_{ax \text{ intr}} = 11.03 \text{ kN.m} ; A_s = A_{aint} = 1.79 \text{ cm}^2/\text{m} ; A' = 0$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 26.85y - 483.30 = 0 \rightarrow y = 2.85 \text{ cm}$$

**b) Moment d'inertie (I) :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 2.85^3}{3} + (15 \times 1.79) \times (18 - 2.85)^2 = 6934.31 \text{ cm}^4$$

**c) Contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} \times y = \frac{11.03 \times 10^3}{6934.31} \times 2.85 = 4.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**Suivant L<sub>y</sub>**

• **En travée**

$$M_{ty} = 15.79 \text{ kN.m} ; A_s = A_{ty} = 2.56 \text{ cm}^2/\text{m} ; A' = 0$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s (d - y) = 50y^2 + 38.40y - 691.20 = 0 \rightarrow y = 3.35 \text{ cm}$$

**b) Moment d'inertie (I) :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3.35^3}{3} + (15 \times 2.56) \times (18 - 3.35)^2 = 9494.68 \text{ cm}^4$$

**c) Contrainte dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ty}}{I} \times y = \frac{15.79 \times 10^3}{9494.68} \times 3.35 = 6.62 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

✓ **Disposition du ferrillage :**

• **Arrêt des barres :**

Pour une barre de 1,2 cm de diamètre :

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.83} = 35.33 \text{ cm}$$

$$L1 = 132.60 \text{ cm} \rightarrow \max \begin{cases} l_s = 35.33 \\ \lambda_s \cdot L_x = 0.2 \times 663 = 132.60 \text{ cm} \end{cases}$$

$$L2 = 66.30 \text{ cm} \rightarrow \max \begin{cases} l_s = 35.33 \text{ cm} \\ \frac{L1}{2} = 66.30 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

Les barres en travée sont arrêtées à une distance des appuis inférieure à  $L_x / 10$  de la portée ;

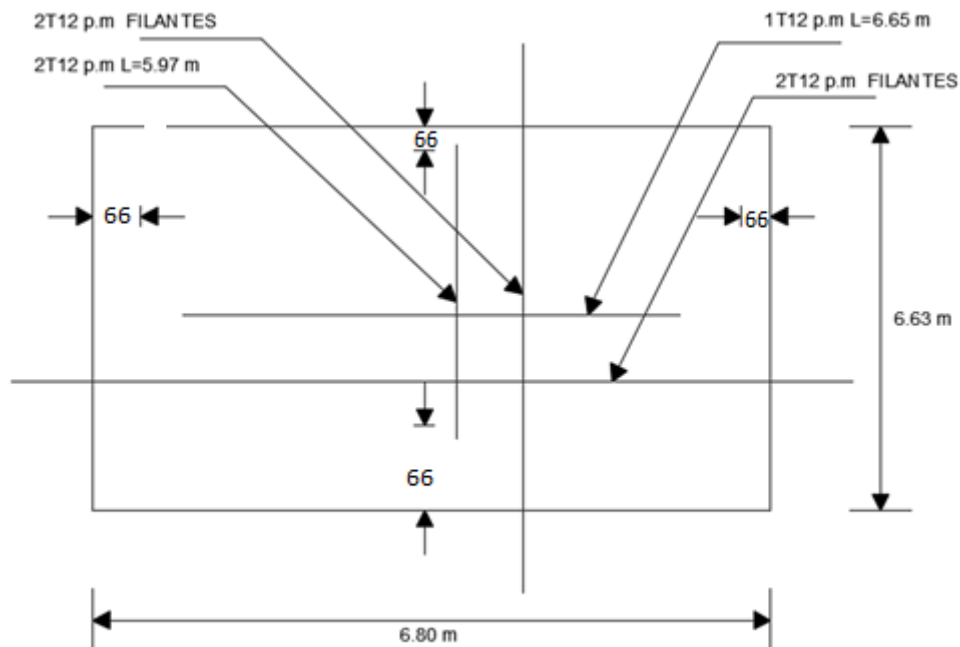
$$\text{soit : } \frac{L_x}{10} = \frac{663}{10} = 66.3 \text{ cm}$$

• **Armatures finales :**

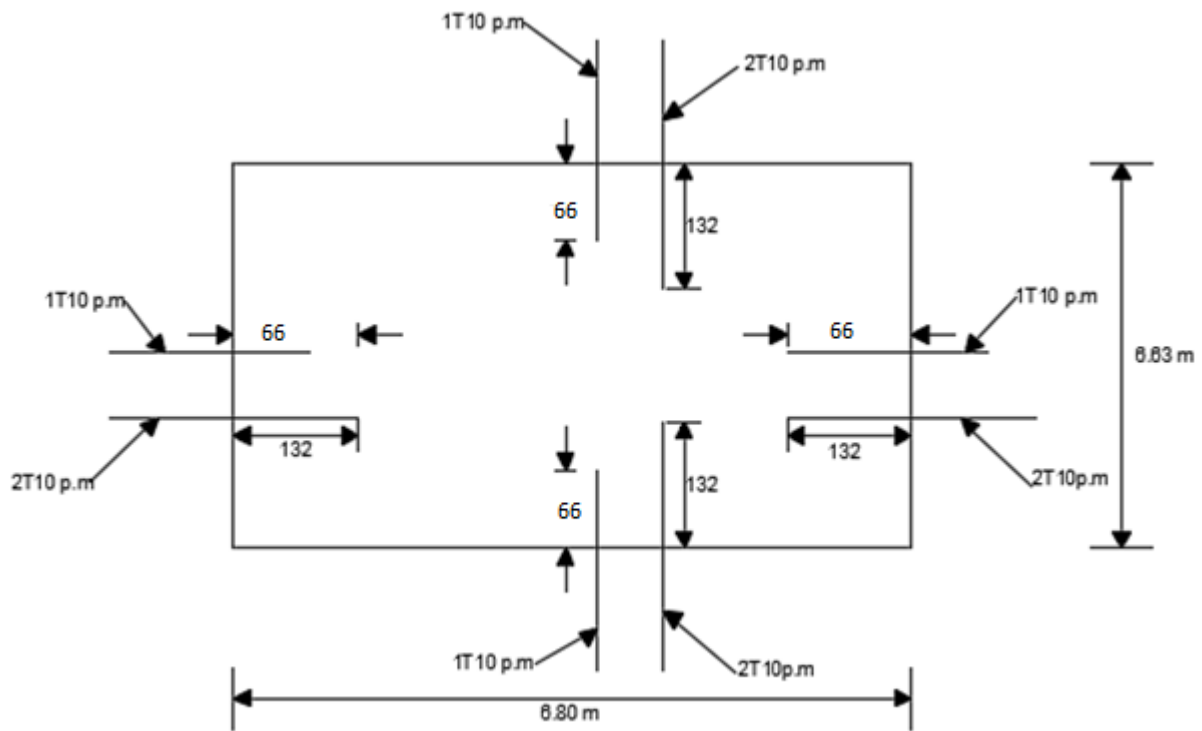
Suivant  $L_x$  :  $A_{tx} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit **4T12** p. m avec  $S_{tx} = 25 \text{ cm}$

Suivant  $L_y$  :  $A_{ty} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit **3T12** p. m avec  $S_{ty} = 33 \text{ cm}$

Appui intermédiaire :  $A_{aint} = 2.36 \text{ cm}^2/\text{m}$  soit **3T10** pm avec  $S_{tx} = 33 \text{ cm}$ .



**Figure III.7 :** Armatures inférieures (en travée).



**Figure III.8:** Armatures supérieures (sur appuis)

#### III.4. Armatures finales des autres panneaux :

En procédant de la même manière, les calculs relatifs aux autres panneaux de la terrasse et du sous-sol sont reportés dans le tableau qui suit :

Terrasse	Suivant Lx	Suivant Ly	Appuis de rive	Appuis inter.
P. de rive	4T12	3T10	3T0	3T10
P. central	4T12	3T10	/	3T12
Etage 3-5	Suivant Lx	Suivant Ly	Appuis de rive	Appuis inter.
P. de rive	4T10	3T10	3T10	4T10
P. central	4T10	3T8	/	3T10
Etage 1-2	Suivant Lx	Suivant Ly	Appuis de rive	Appuis inter.
P. de rive	4T10	3T10	3T10	3T10
P. central	4T12	3T12	/	3T10
RDC	Suivant Lx	Suivant Ly	Appuis de rive	Appuis inter.
P. de rive	4T10	3T10	3T10	4T10
P. central	4T10	3T10	/	4T10
S-sol	Suivant Lx	Suivant Ly	Appuis de rive	Appuis inter.
P. de rive	4T12	4T12	3T10	4T10
P. central	3T14	3T12	/	3T12

**Tableau III.2 :** Armatures finales des panneaux

*Chapitre IV*  
*Calcul des éléments*  
*non structuraux*



### IV.1. Acrotère :

L'acrotère est un mur et d'une hauteur de  $H=70$  cm et d'une épaisseur de  $e=10$  cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit.

Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ( $N_Q = Q = 1$  kN/m) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse.

Son point le plus faible est son interface ou se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

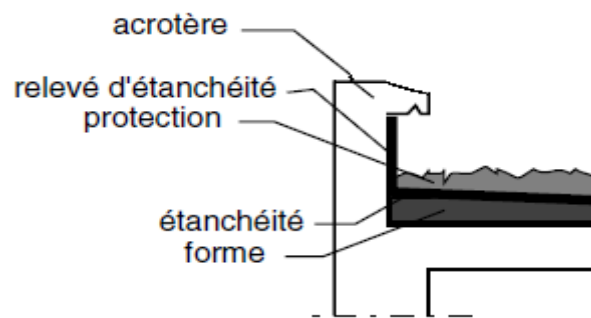


Figure IV.1: Acrotère en béton armé

#### IV.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :

##### a) Poids propre :

$$S = \frac{0.03 \times 0.1}{2} + (0.1 \times 0.7) + (0.07 \times 0.1) = 0.0785 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0.0785 \times 25 = 1.9625 \text{ kN/m}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

##### b) Effort normal :

$$N_U = 1.35G = 1.35 \times 1.9625 = 2.649 \text{ kN/m}$$

$$N_{ser} = N_G = 1.9625 \text{ kN/m}$$

##### c) Moment de flexion :

$$M_U = 1.5 \times N_Q \times h = 1.50 \times 1 \times 0.70 = 1.05 \text{ kN.m}$$

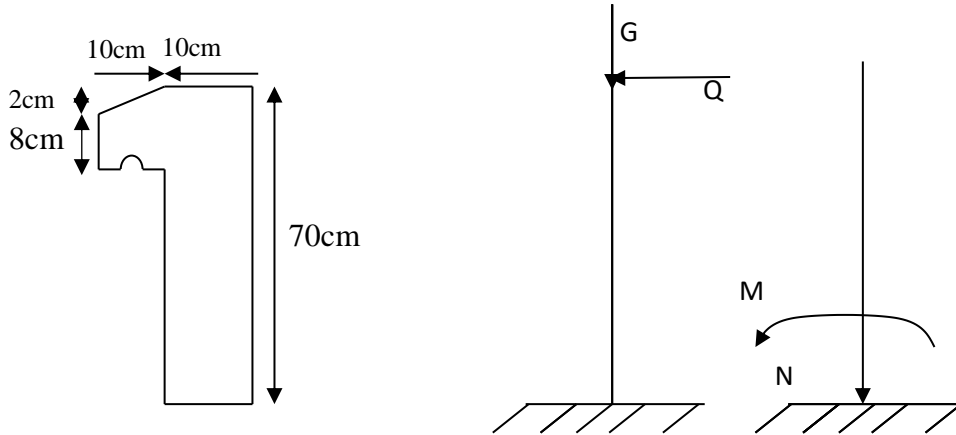
$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0.70 = 0.70 \text{ kN.m}$$

**d) Effort tranchant :**

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1.5V = 1.50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$



**Figure IV.2 :** Dimensions de l'acrotère.

**e) Enrobage :**

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend  $C = C' = 2 \text{ cm}$ .

**f) Excentricité :**

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.05}{2.649} = 0.39 \text{ m}$$

$$\frac{e_a}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} < 0.39 \text{ m}$$

$e_a$  : Epaisseur de l'acrotère.

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

**IV.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_U \left[ e + \frac{h}{2} - c \right] = 2.649 \left[ 0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right] = 1.11 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0.337h - (0.81c'))f_{bc} \times b \times h \dots\dots\dots(1)$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0.09 - 0.02) \times 2.649) - 1.05 = -0.927 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} & ((0.337 \times h) - (0.81 \times c'))f_{bc} \times b \times h \\ &= ((0.337 \times 0.1) - (0.81 \times 0.02))14.17 \times 10^3 \times 1 \times 0.1 \\ &= 24.80 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

(1)  $\rightarrow -0.924 < 24.80 \text{ kN.m}$  ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (100 x 10) cm<sup>2</sup>.

**IV.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :**

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.11 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.17} = 0.0096$$

**IV.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :**

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

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668 ;$$

$$\text{Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 0.00174$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - (0.4 \times 0.668)) = 0.392 > \mu = 0.0084 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.0084 \rightarrow \beta = 0.996$$

On calcul :

$A_{fs}$  : Section d'armatures en flexion simple ;

$A_{fc}$  : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{1.11 \times 10^3}{348 \times 0.996 \times 9} = 0.355 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,355 - \frac{2.649 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.278 \text{ cm}^2/\text{m}$$

**IV.1.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :****a) Les armatures principales :**

$$N_{ser} = N_G = 1.9625 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0.70 = 0.70 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.70}{1.9625} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0.9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{d \times b \times f_{tj28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0.45d}{e_{ser} - 0.185d} \times 0.23 \\ &= \frac{9 \times 100 \times 2.1}{400} \times \frac{35 - 4.05}{35 - 1.665} \times 0.23 = 1.01 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{aligned}$$

On adopte **4Φ6 p.m.** ;  $A_s = 1.13 \text{ cm}^2/\text{m}$  ;  $S_t = 25 \text{ cm}$

**b) Les armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.28 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

On adopte :  $A_s = 1.13 \text{ cm}^2/\text{m}$  ; Soit : **4Φ6 p.m.**

**IV.1.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :****a) Moment de service :**

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 1.9625 \times \left( 0.35 - 0.02 + \frac{0.10}{2} \right) = 0.7457 \text{ kN.m}$$

**b) Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 21.15y - 190.35 = 0 \rightarrow y = 1.59 \text{ cm}$$

**c) Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1.58^3}{3} + (15 \times 1.13 \times (9 - 1.58)^2) = 1064.68 \text{ cm}^4$$

**IV.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{745.75}{1064.68} \times 1.59 = 1.11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0.96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**IV.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$  :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

 $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1.6$ 

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.67 \text{ MPa} ; 202 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{745.75}{1064.68} \times (9 - 1.58) = 77.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 77.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**IV.1.4.3 Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1.50}{1 \times 0.09} = 16.67 \text{ kN/m}^2 = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

**IV.1.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :**

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

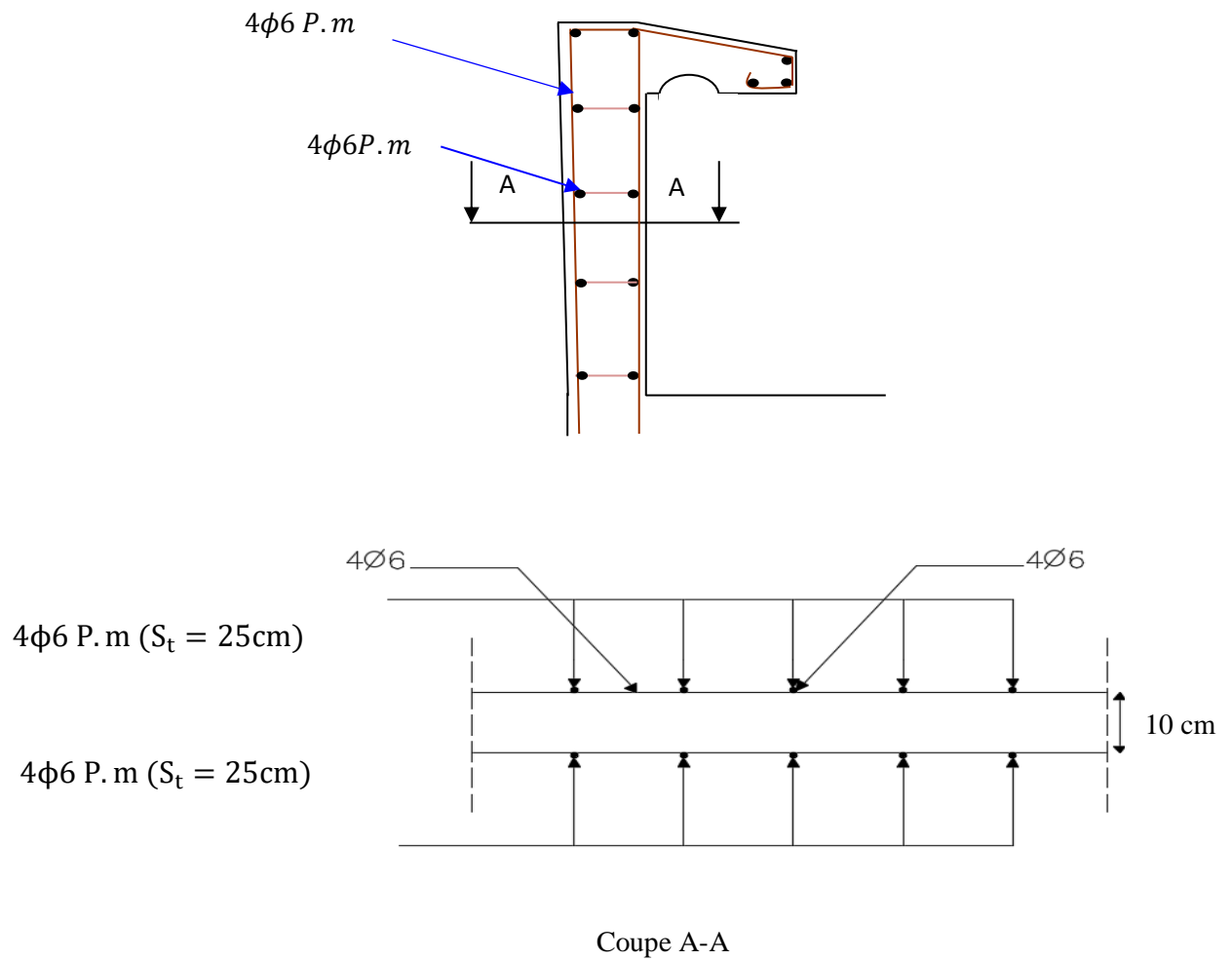
$A$  : Coefficient d'accélération de zone  $A = 0.08$  (zone1, groupe2)

$C_p$  : Facteur de force horizontale  $C_p = 0.8$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  $W_p = 1.71 \text{ kN}$

$F_p$  : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.08 \times 1.71 = 0.44 \text{ kN} < 1.5Q = 1.5 \text{ kN}$  ; Condition vérifiée

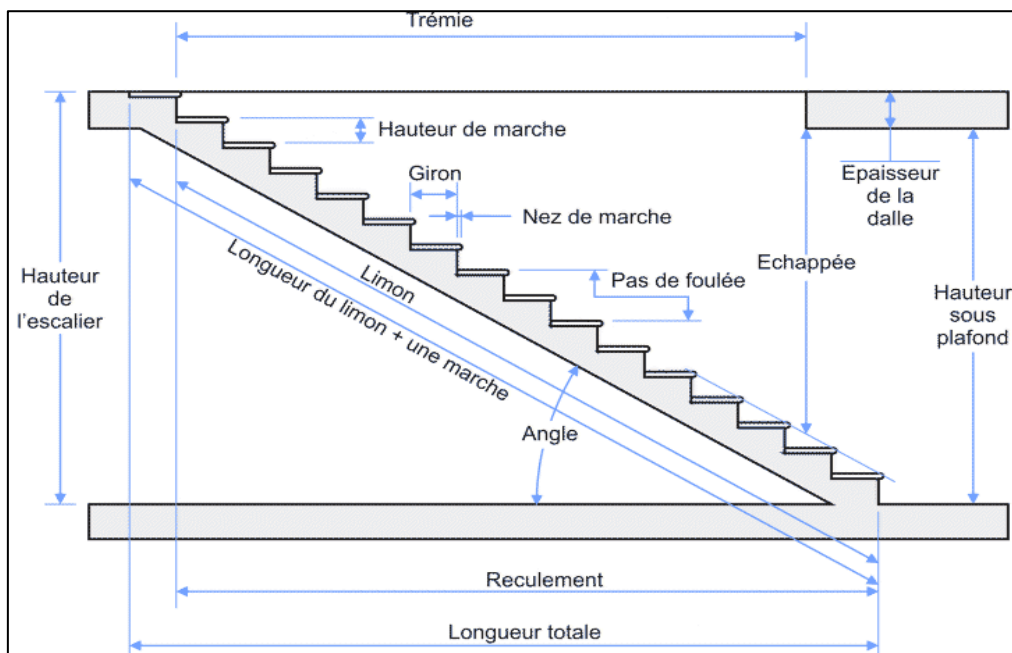


**Figure IV. 3 :** Schéma du ferrailage de l'acrotère

## IV.2. Les escaliers :

### IV.2.1. Définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.



**Figure IV.4:** Schéma descriptif d'un escalier

Notre hôpital dispose deux types d'escalier :

**Type 1** : escalier à 2 volées se trouve au niveau du S-sol jusqu'au dernier étage

**Type 2** : escalier à 3 volées se trouve au niveau du sous-sol jusqu'au RDC et 1-2<sup>ème</sup> étage

Pour arriver à faire le calcul d'un escalier il faut se baser sur les formules suivantes :

### IV.2.2. Type 1 :

- **Formule de Blondel :**

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec:  $\begin{cases} h : \text{La hauteur de la marche (contre marche)} \\ g : \text{La largeur de la marche} \end{cases}$

On prend :  $2h + g = 66 \text{ cm}$  (usage publiques)

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \text{ et } L = (n - 1)g$$

Avec : H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ;  
 n : Le nombre de contre marche :  
 L : La projection horizontale de la longueur totale de la volée.

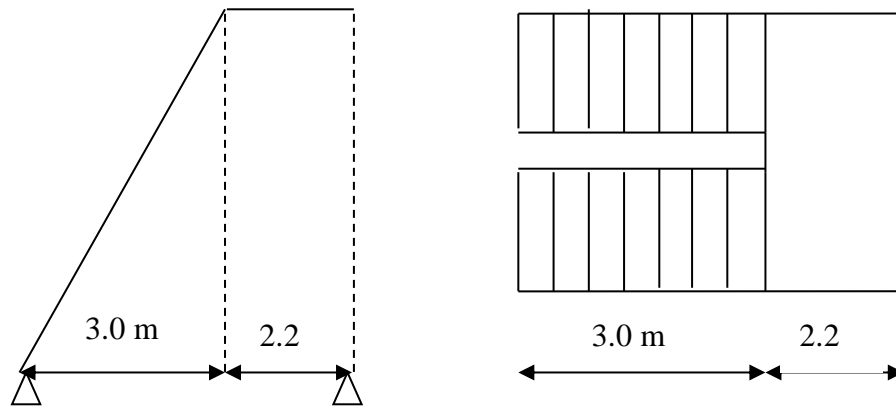


Figure IV.5 : Escalier à deux volées

#### IV.2.2.1. Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :  $H_e = 3.74m$  et  $H = H_e/2 = 1.87m$

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

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left( \frac{L}{n-1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

Et puis :  $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec :  $m = 66cm$ ,  $H = 1.87 cm$  et  $L = 300cm$

Donc l'équation (2) devient :  $66n^2 - 740n + 374 = 0$

La solution de l'équation est :  $n = 11$  (nombre de contre marche)

Donc :  $n - 1 = 10$  (nombre de marche)

$$h = \frac{187}{11} = 17 \rightarrow h = 17 cm. \text{ et } g = \frac{L}{n-1} = 30 cm$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 cm \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 cm \Rightarrow 59 cm \leq 64cm \leq 66 cm ; \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 10 marches avec  $g = 30 cm$  et  $h = 17 cm$ .

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29.24^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.87$$

#### 1. a) Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{300}{30 \times 0.87} \leq e_v \leq \frac{300}{20 \times 0.87}$$

$$\rightarrow 11.49 \leq e_v \leq 17.24$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

**1. b) Epaisseur du palier ( $e_p$ ):**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0.87} = 13.48 \text{ cm}$$

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

#### IV.2.2.2. Descente de charges

**2. a) Paillasse :**

Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	0.4
Mortier de ciment horizontal	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Revêtement en carrelage vertical	$2 \times 0.2 \times \frac{17}{30}$	0.22
Mortier de ciment vertical	$2 \times 0.2 \times \frac{17}{30}$	0.22
Lit de sable	0.02	0.20
Poids propre de la paillasse	$\frac{e_v}{\cos \alpha} \times 0.25$	3.44
Poids propre des marches	$\frac{h}{2} \times 0.22$	1.87
Enduit en plâtre	$\frac{1.5 \times 0.1}{\cos \alpha}$	0.17
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>7.28</b>
<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>4</b>

**Tableau IV.1 :** Charges et surcharge du volée de l'escalier (type 1)

$$\begin{cases} q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 7.28 + 1.5 \times 4) \times 1 = 15.82 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = (G + Q) \times 1 = (7.28 + 4) \times 1 = 11.28 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$



## 2. b) Palier :

Désignation	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	0.4
Mortier de ciment	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Poids propre du palier	$ev \times 0.25$	3.5
Enduit en plâtre	$1.5 \times 0.10$	0.15
<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>4.81</b>
<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>4</b>

Tableau IV.2 : charges et surcharge du palier de l'escalier (type1)

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

$$\begin{cases} q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 4.81 + 1.5 \times 4) \times 1 = 12.49 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = (G + Q) \times 1 = (4.86 + 2.50) \times 1 = 8.81 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

## IV.2.2.3. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L. U :

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{15.82 - 12.49}{12.49} = 26.66\% > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.

Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_a + R_b = (15.82 \times 3.00) + (12.49 \times 2.2) = 74.93 \text{ kN}$$

$$\sum \frac{M}{A} = 0 \rightarrow (R_b \times 5,2) - (12.49 \times 4,1 \times 3,3) - (15.82 \times 3 \times 1,5) = 0$$

$$R_b = 35.35 \text{ kN}$$

$$R_a + 35.35 = 74.93 \text{ kN} \rightarrow R_a = 39.58 \text{ kN}$$

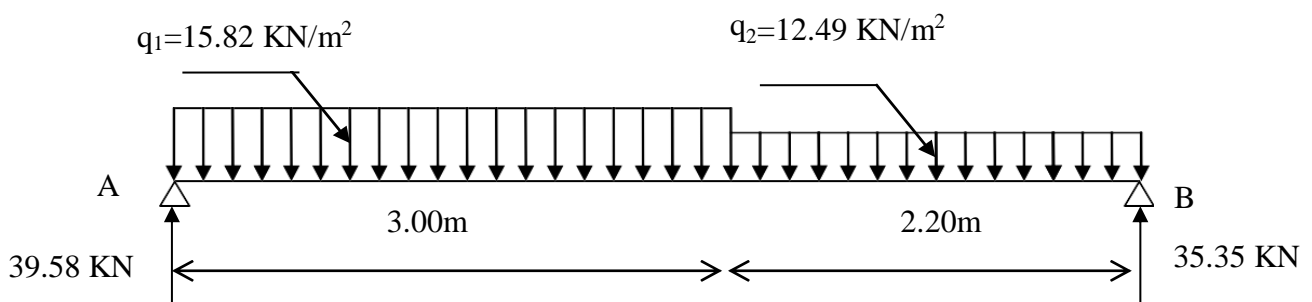


Figure IV.6 : Schéma statique de la volée de l'escalier (type 1)

**3. a) Moment fléchissant max :**

$$M(x) = 39.81 - 15.46 \times 3 \times \left(x - \frac{3}{2}\right) - 12.49 \times \left(\frac{(x-3)^2}{2}\right)$$

✓ **Position du moment max :**

$$\frac{dM}{dx} = \frac{d\left[39.81x - 46.38 \times (x - 1.5) - 12.49 \times \left(\frac{x^2 - 6x + 3^2}{2}\right)\right]}{dx}$$

$$= 39.81 - 46.38 - 12.49x + 37.47 \rightarrow x = 2.58 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{max}(2.50) = 39.81 \times 2.5 - 12.49 \times 3 \times (1.8 - 1.1) - 10.31 \times \left(\frac{(1.8 - 2.4)^2}{2}\right)$$

$$M_{max} = 48.72 \text{ KN.m}$$

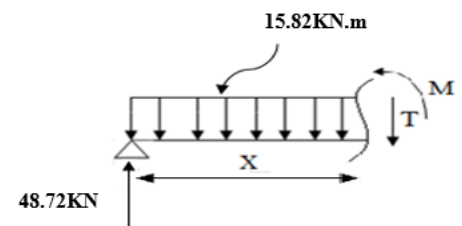
**3. b) Effort tranchant :**

$$0 \leq x \leq 3.00 :$$

$$T(x) = 48.72 - 15.82$$

$$T(0) = 38.81 \text{ KN}$$

$$T(2,4) = 48.72 - 15.82 \times 3 = -7.57 \text{ KN}$$

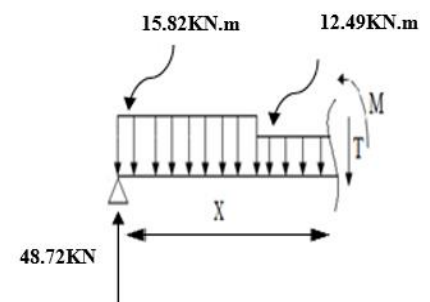


$$3.00 \leq x \leq 5.20 :$$

$$T(x) = 48.72 - 15.82 \times 3 - 12.49 \times (x - 3)$$

$$T(2,4) = -7.57 \text{ KN}$$

$$T(4,2) = 48.72 - 15.82 \times 3 - 12.49 \times 2.2 = -35.04 \text{ Kn}$$



## 3. c) Diagrammes M et T

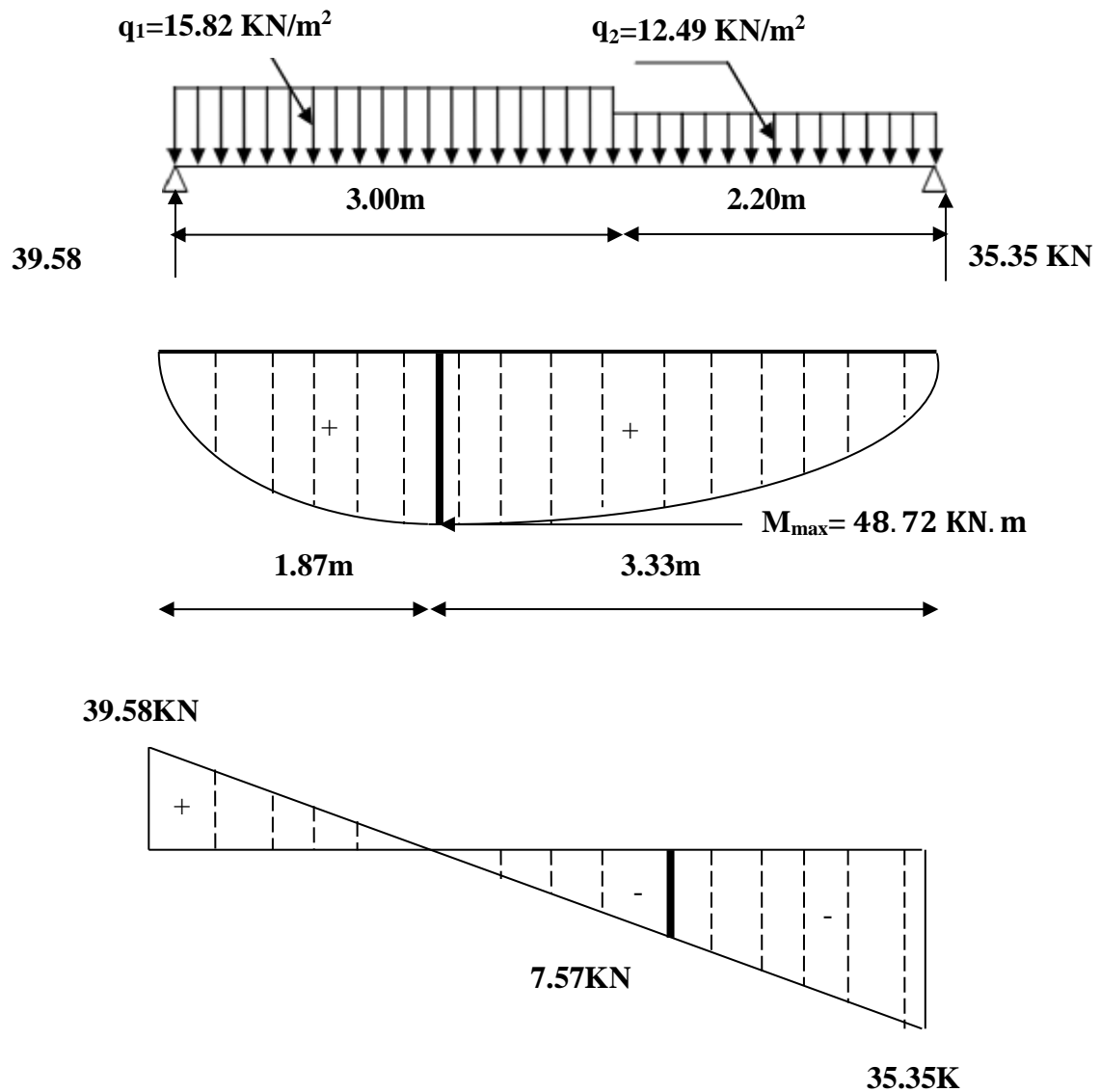


Figure IV.7 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier (type 1)

## 3. d) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L. U :

On a :  $M_{\max} = 48.72 \text{ kN.m}$

$M_t = 0.85 \times M_{\max} = 41.41 \text{ kN.m}$

$M_a = 0.40 \times M_{\max} = 19.48 \text{ kN.m}$

## IV.2.2.4. Ferrailage de l'escalier :

## 4. a) En travée :

✓ Le moment ultime :

$M_t = 41.41 \text{ kN.m}$  ;  $h = 12 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9h = 10.8 \text{ cm}$  ;  $b = 1 \text{ m}$

✓ **Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{41.41 \times 10^3}{100 \times 10,8^2 \times 14.17} = 0.250 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,854$

• **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41.41 \times 10^3}{0.854 \times 10.8 \times 348} = 12.90 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte **9T14** avec :  $A_{adm} = 13.85 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$  et  $S_t = 11 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 3.45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte **5T10** avec :  $A_{adm} = 3.93 \text{ cm}^2 / \text{m}$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$

**4. b) Sur appuis :**

$M_a = 19.48 \text{ kN.m}$  ;  $h = 14 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h = 12.6 \text{ cm}$  ;  $b = 1 \text{ m}$

✓ **Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19.48 \times 10^3}{100 \times 12.6^2 \times 14.17} = 0.083 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0,956$

• **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19.48 \times 10^3}{0.956 \times 12,6 \times 348} = 4.64 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte **6T12** avec :  $A_{adm} = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{m}$  et  $S_t = 17 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On adopte **4T10** avec :  $A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{m}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

**IV.2.2.5. Vérifications ;****5. a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 10.8 \times 2,1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 12.90 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 / \text{m}$  ; *Condition vérifiée.*

**5. b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{38.81 \times 10}{100 \times 10.8} = 0.308 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.308 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$  ; *Condition vérifiée.*

**5. c) Vérification au niveau des appuis :**

$$A_{min} = \frac{1.15}{f_e} \left( T + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \times 10 \times \left( 38.81 + \frac{19.48 \times 10^2}{0.9 \times 12.6} \right) = 6.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.15 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

**5. d) Les vérifications des contraintes à l'E.L. S :**

$$M_{tmax} = 35.20 \text{ kN}, m ; \text{ déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{tser} = 0.85 \times M_{tmax} = 29.92 \text{ kN}, m$$

$$M_{aser} = 0.4 \times M_{tmax} = 14.08 \text{ kN}, m$$

**d. a) En travée :**

$$A_s = 13.85 \text{ cm}^2 / ml$$

✓ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 207.75y - 2243.7 = 0 \rightarrow y = 4.93 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

✓ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.93^3}{3} + (15 \times 13.85)(10.8 - 4.93)^2 = 11152.52 \text{ cm}^4$$

✓ Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{29.41 \times 10^3}{11152.52} \times 4.93 = 13.22 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 13.22 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots, \text{Condition vérifiée}$$

**d. b) Sur appuis :**

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 / m$$

✓ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 101.8y - 1283.31 = 0 \rightarrow y = 4.14 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

✓ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.14^3}{3} + (15 \times 6.79)(12.6 - 4.14)^2 = 9654.833 \text{ cm}^4$$

✓ Détermination de contrainte dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14.08 \times 10^3}{9654.83} \times 4.14 = 6.03 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 6.03 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### 5. e) Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{14}{300} = 0.046 > 0.0333 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{13.85}{100 \times 10.8} \geq \frac{2}{400} \Rightarrow 0.010 > 0.005 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

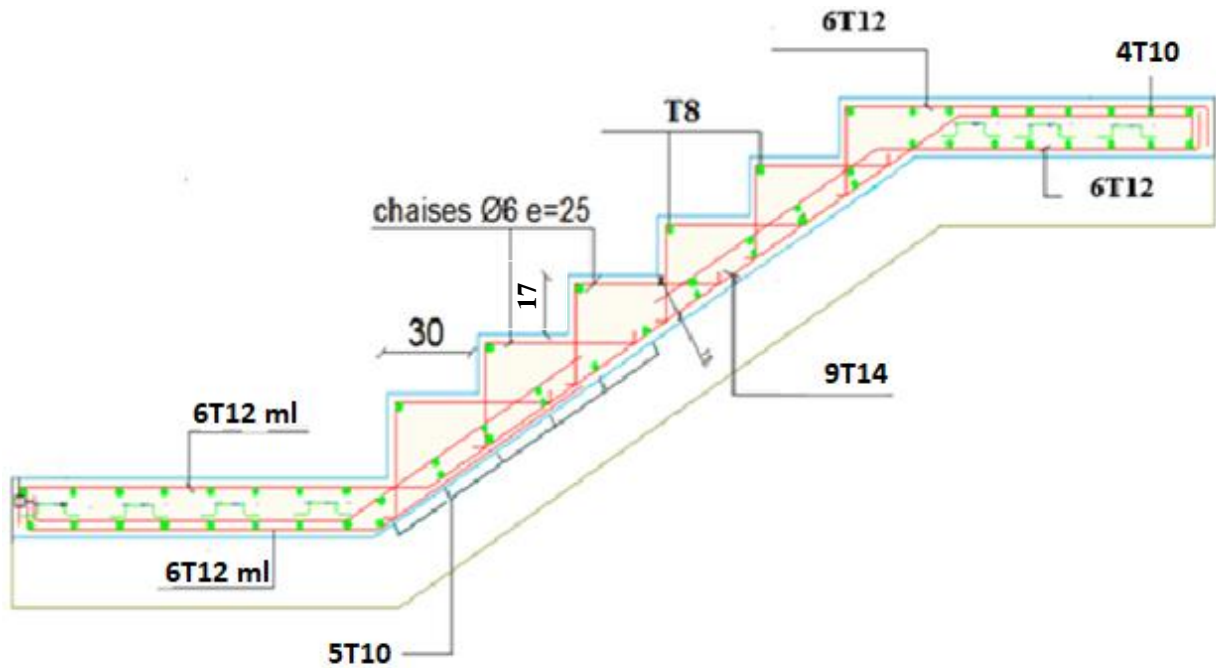


Figure IV.8 : Schéma de ferrailage de l'escalier

**IV.2.2.6. Etude de la poutre palière :****6.1) Dimensionnement :**

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{359}{15} \leq h \leq \frac{359}{10} \Rightarrow 23.93 \text{ cm} \leq h \leq 35.90 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$  donc  $d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d \Rightarrow 9.45 \text{ cm} \leq b \leq 12.6 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$$\begin{cases} h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

**6.2) Charges supportées par la poutre :**

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.62 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids du mur situé sur la poutre : } G_m = 2.67 \times (1.65 - 0.65) = 2.67 \text{ kN/m}$$

$$\text{Réaction du palier : } R_b(\text{Elu}) = 35.35 \text{ kN/m}$$

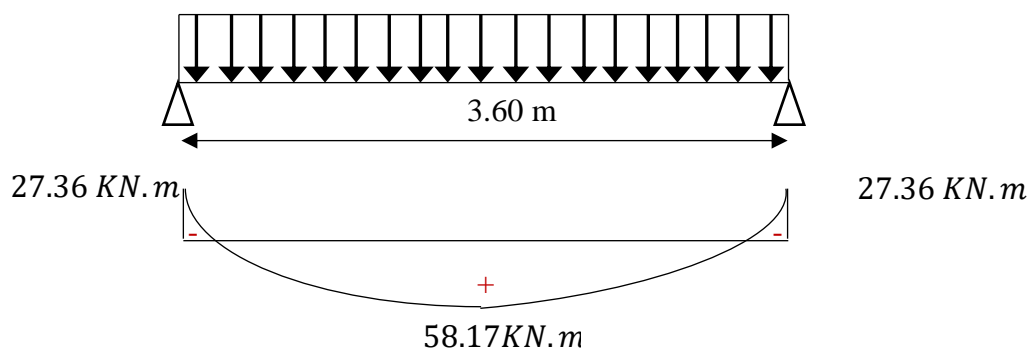
$$Q_u = (1.35 \times (2.62 + 2.67)) + 35.04 = 42.48 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2.62 + 2.67 + 19.82 = 25.11 \text{ kN/m}$$

**2. a) Calcul des sollicitations à l'E.L. U :**

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{42.48 \times 3.59^2}{8} = 68.44 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 58.17 \text{ kN.m} ; M_a = 0.40M_0 = 27.36 \text{ kN.m}$$



**Figure IV.9 :** Schéma statique de la poutre palière de l'escalier (Type 1)

**6.3) Calcul du ferrailage à l'E.L. U :**

On a :  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$

**3. a) En travée :**

✓ **Le moment ultime :**

$$M_t = 58.17 \text{ kN.m}$$

✓ **Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{58.17 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.137 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0.9255$

• **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{58.17 \times 10^3}{0.9255 \times 31.5 \times 348} = 5.73 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On prend comme choix **3T14+3T12** avec :  $A_{adm} = 8.01 \text{ cm}^2 / \text{m}$

**3. b) Sur appuis :**

✓ **Le moment ultime :**

$$M_a = 27.36 \text{ KN.m}$$

✓ **Le moment réduit  $\mu_u$  :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27.36 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.064 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0.967$

• **La section d'acier :**

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27.36 \times 10^3}{0.967 \times 31.5 \times 348} = 2.58 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On prend comme choix **3T14** avec :  $A_{adm} = 4.62 \text{ cm}^2 / \text{m}$

✓ **Les sollicitations à L'E.L. S :**

$$Q_{ser} = 25.11 \text{ kN/m}$$

$$\begin{cases} M_{ser} = 46.89 \text{ kN.m} \\ M_{t\ ser} = 0,85 \times M_{ser} = 39.85 \text{ kN.m} \\ M_{a\ ser} = 0,4 \times M_{ser} = 18.75 \text{ kN.m} \end{cases}$$



## IV.2.3. Les vérifications des contraintes à l'E.L. S :

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times ft28}{fe}$ $= \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400}$ $A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 6.79 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times ft28}{fe}$ $= \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400}$ $A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 3.14 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes a L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 8.44 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes a L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 12.81 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $= \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u$	$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u$ Condition vérifiée

Tableau IV.3 : Vérification des différentes conditions (poutre palière)

## IV.2.3.1. Ferrailage des armatures transversales :

## 1. a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right\} = \min\{10 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

## 1. b) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$= \min\{28.35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

**D'après le R.P.A 99/2003 :**

Zone nodale :  $S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_l\} = \min\{15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante :  $S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$  ; On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

**IV.2.4. Vérification de la section des armatures minimales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0.25 ; 0.4\} = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times 30}{400} = 0.03 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

• **Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0.3K \times f_{tj}}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)^2}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.37 - 0.3 \times 1 \times 2.1) \times 30 \times 1.15}{(0.9 \times 1) \times 400} = -0.024 \text{ cm}$$

On prend le max de (1) et (2) :  $\begin{cases} A_t \geq 0.03 \times S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Donc on prend :  $A_t = 1.13 \text{ cm}^2$  soit **4T6**

• **Ancrage des armatures tendues :**

$$\tau_s = 0.6\psi^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

• **La longueur de scellement droit  $l_s$  :**

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_e}$$

$$= \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

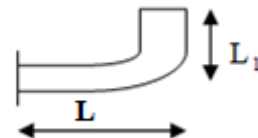
On adopte une courbure égale à :  $r = 5.5\Phi_l = 5.5 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right)$$

$$= 31.5 - (3 + 0.5 + 5.5) = 22.5 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87}$$

$$= \frac{35.27 - 12.06 - 22.5}{1.87} = 3.57 \text{ cm}$$



## IV.2.5 Calcul de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{360} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,097 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée;} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{35}{360} > \frac{39,85}{10 \times 46,89} \Rightarrow 0,097 > 0,084 ; \text{Condition vérifiée;} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 31,5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,008 < 0,0105 ; \text{Condition vérifiée;} \end{array} \right.$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

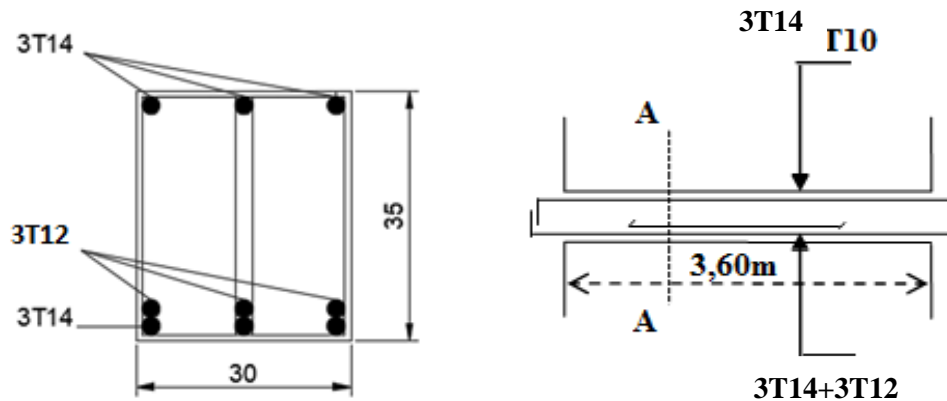


Figure IV.10 : Ferrailage de la poutre palière

## IV.2.6. Type 2

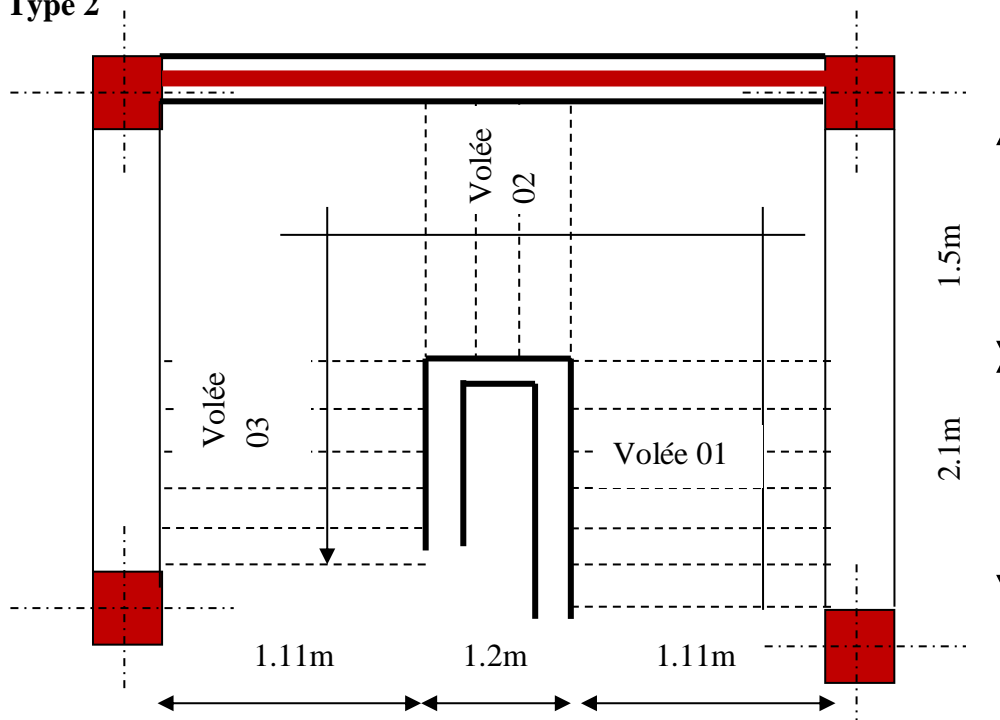


Figure IV.11 : Vu en plan de l'escalier (type) 02)

**IV.2.6.1. Le volé 1 et 3**

$$2h + g = 66 \text{ cm (Usage public)}$$

$$n = 8 \text{ (nombre des marches)}$$

$$n - 1 = 7 \text{ (nombre des contre marches)}$$

$$\rightarrow h = \frac{136}{8} \rightarrow h = 17 \text{ cm,}$$

$$\text{et } g = \frac{L}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$$

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{15}{30} = 0,42 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

$$\rightarrow 2 \times 15 + 30 = 65 \text{ cm} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

**1.1) Dimensionnement :****1. a) Epaisseur de la volée ( $e_v$ ) :**

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{210}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{210}{20 \times 0,87} \rightarrow$$

$$8,04 \leq e_v \leq 12,06$$

$$e_v = 12 \text{ cm}$$

**S1. b) Epaisseur du palier ( $e_p$ ) :**

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

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

**1.2) Les charges sollicitées sur l'escalier :****2. a) Paillasse :**

$$\text{Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : } \begin{cases} q_u = 13,58 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 9,78 \text{ kN/m} \end{cases}$$

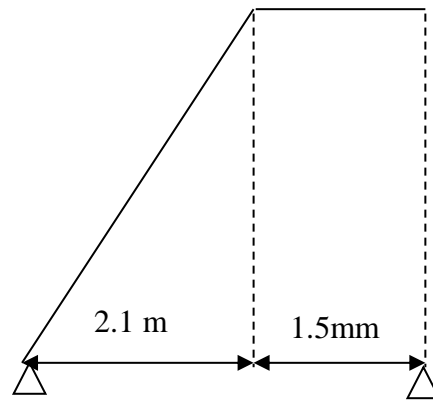
**2. b) Palier :**

$$\text{Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : } \begin{cases} q_u = 10,24 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 7,37 \text{ kN/m} \end{cases}$$

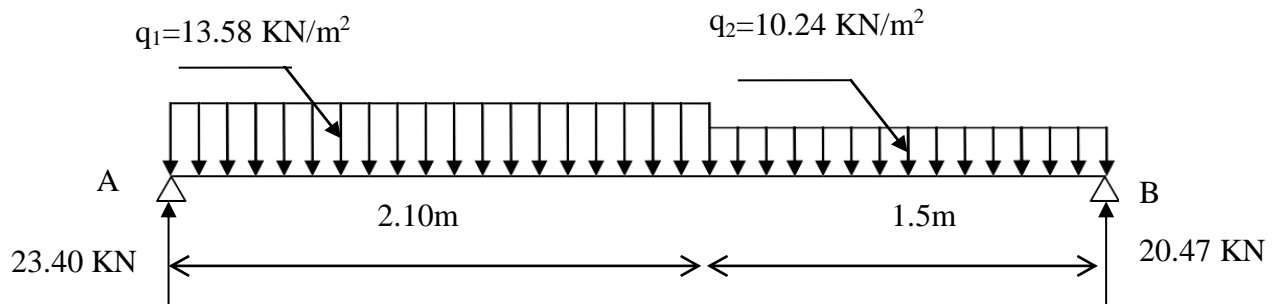
**1. 3) Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L. U :**

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13,58 - 10,24}{10,24} = 0,32 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel,



**Figure IV.12 :** Escalier à deux volées



**Figure IV.13 :** Schéma statique de la volée 1 et 2 de l'escalier (type 3)

Les réactions :

$$\sum F = R_a + R_b - (27.006 - 15.36 = 0 \rightarrow R_a + R_b = 43.87 \text{ KN}$$

$$R_b = \frac{(10,24 \times 1,5 \times 2,85) + \left(12,86 \times 2,10 \times \left(\frac{2,10}{2} + 2,10\right)\right)}{3,60}$$

$$R_b = 20,47 \text{ KN} , \quad R_a = 23,40 \text{ KN}$$

**3. a) Moment fléchissant max :**

$$M(x) = 22,03 \times x - 10,31 \times 1,5 \times \left(x - \frac{1,5}{2}\right) - 12,86 \times \left(\frac{x - 2,10}{2}\right)^2$$

Position du moment max :

$$\frac{dM}{dx} = \frac{d \left[ 22,33 x - 15,36 \times (x - 1,05) - 12,86 \times \left(\frac{x^2 - 4,2x + 2,1^2}{2}\right) \right]}{dx}$$

$$= 22,33 - 15,36 - 12,86 \times x + 27 \rightarrow x = 1,72 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{max}(1,72) = 20,16 \rightarrow M_{max} = \mathbf{20,16 \text{ kn. m}}$$

**3. b) Effort tranchant :**

$0 \leq x \leq 2,10 :$

$$T(x) = 22,33 - 10,24 \times x$$

$$T(0) = 23,40 \text{ Kn}$$

$$T(2,10) = -5,12 \text{ Kn}$$

$2,10 \leq x \leq 3,60 :$

$$T(x) = -5,12$$

$$T(1,7) = -5,12 \text{ Kn}$$

$$T(3,48) = -20,48$$

## 3. c) Diagrammes M et T :

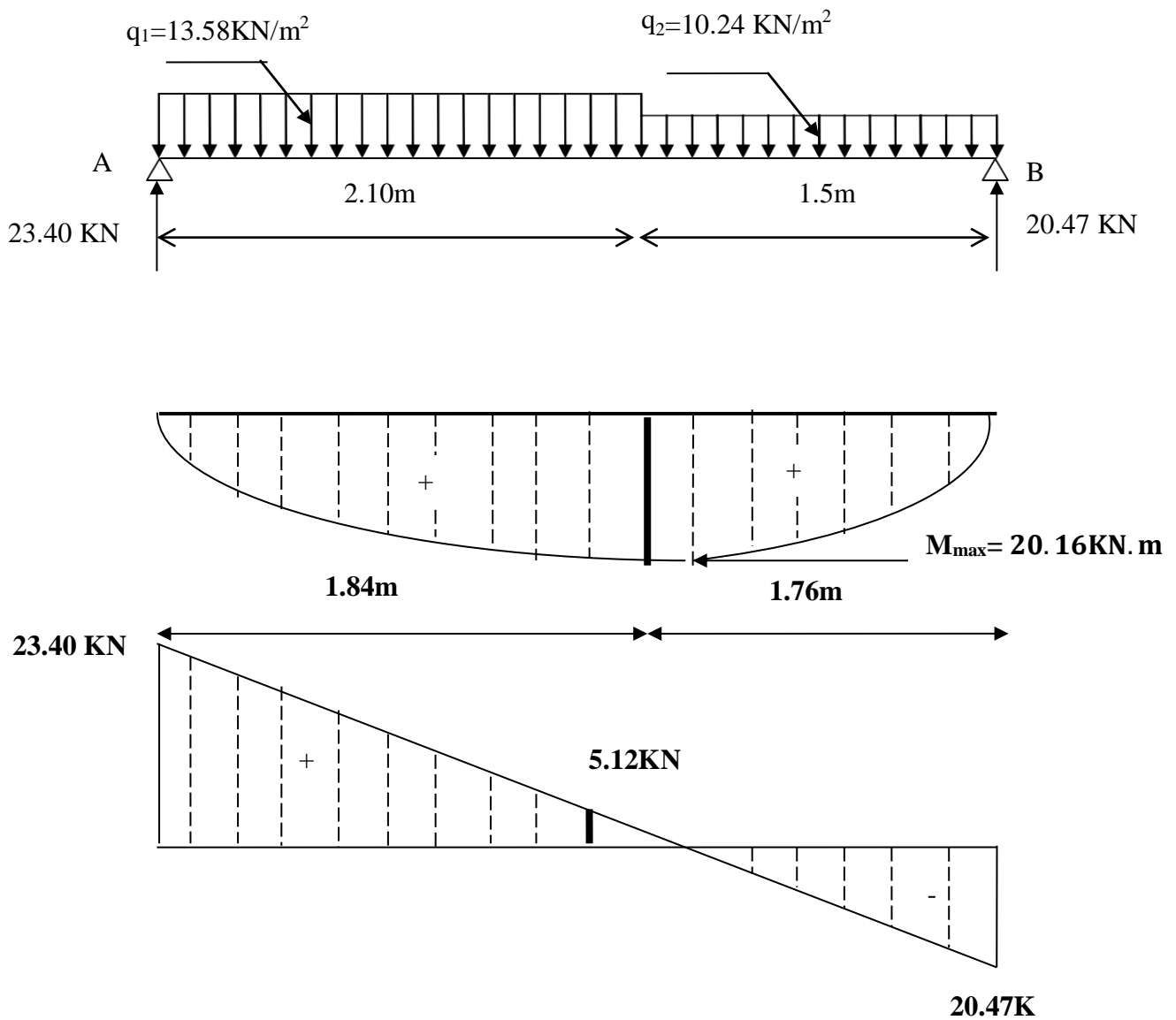


Figure IV.14 : Diagrammes [M.T] du volée 1 et 3 de l'escalier (type 2)

## 1.4) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L. U :

On a :

$$M_{\max} = 20.16 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_{\max} = 14.13 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.40 \times M_{\max} = 8.06 \text{ kN.m}$$

**1.5) Ferrailage de l'escalier :****5. a) En travée :**

Même procédure ont été faite :

$$A_{cal} = 4.82 \text{ cm}^2$$

On adopte **5T12** avec :  $A_{adm} = 5.56 \text{ cm}^2 / \text{m}$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1.47 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

→ On adopte **4T8** avec :  $A_{adm} = 2.01 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

**5. b) En appuis :**

$$A_{cal} = 1.87 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T10** avec :  $A_{adm} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{m}$  et  $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,79 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \text{On adopte } \mathbf{4T8} \text{ avec : } A_{adm} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ et } S_t = 25 \text{ cm}$$

**1.6) Vérifications :**

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$	$A = 5.65 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Tu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A = 2.62$	$A = 3,14 \text{ cm}^2$ $A = 3,14 > 2.62 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = 0,21 \text{ Mpa}$ $= \min(0.13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa } \bar{\tau}_u$	$\bar{\tau}_u > \tau_u$ Condition vérifiée
Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ (travée)	$\sigma_b = M_{ser} / I \times y$ $(\sigma_{bc})^- = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b = 7.26 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ (appuis)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b = 3.31 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée

**Tableau IV.4 :** Vérification des différentes conditions (volée 1 et 3)

**6.1) Vérification de la flèche :**

$$\begin{cases} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{14}{350} > \frac{1}{30} \Rightarrow 0.04 > 0.033 ; \text{Condition vérifiée;} \\ \frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.79}{100 \times 10.8} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0.0052 > 0.005 ; \text{Condition vérifiée;} \end{cases}$$

Il est nécessaire de calculer la flèche

**6. 2) Calcul de la flèche :****2. a) Chargement :**

- ✓ Charge permanente :  $G = 7.28 \text{ KN/m}$
- ✓ Charge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}$
- ✓ Charge permanente sans revêtement :  $j = 5.31 \text{ KN/m}$
- ✓ Charge permanente avec revêtement :  $g = 7.28 \text{ KN/m}$
- ✓ Charge  $(G + Q) \times b$  :  $q = 9.78 \text{ KN/m}$

**2. b) Le Moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \left[ \frac{h}{2} - d \right]^2 + 15 \times A'_s \left[ \frac{h}{2} - d' \right]^2 = 24992.87 \text{ cm}^4$$

**2. c) Calcul des moments :**

$$\text{Moment correspondant à } j : M_j = 0.85 \times j \frac{L^2}{8} = 0.85 \times 5.31 \frac{3.5^2}{8} = 7.31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment correspondant à } g : M_g = 0.85 \times 7.28 \frac{L^2}{8} = 0.85 \times 7.33 \frac{3.5^2}{8} = 10.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment correspondant à } q : M_q = 0.85 \times q \frac{L^2}{8} = 0.85 \times 9.78 \frac{3.5^2}{8} = 13.46 \text{ KN.m}$$

**2. d) Calcul les contraintes :**

$$\text{Contrainte correspondante à } j : \sigma_j = \frac{M_j}{A_s \times Z} = 366.10 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte correspondante à } g : \sigma_g = \frac{M_g}{A_s \times Z} = 501.83 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte correspondante à } q : \sigma_q = \frac{M_q}{A_s \times Z} = 674.11 \text{ MPa}$$

**2.e) Module de déformation du béton :**

$$\text{Module de déformation longitudinale instantanée : } E_i = \frac{11000(f_{c28})}{3} = 32164.19 \text{ MPa,}$$

$$\text{Module de déformation longitudinale instantanée : } E_v = \frac{3700(f_{c28})}{3} = 10818.85 \text{ MPa,}$$

**2. f) Calcul des coefficients :**

$$\text{Coefficient : } \rho = A_s / (b \times d) = 0.0051$$



$$\text{Coefficient instantané : } \lambda_i = 0.05f_{t28} / (2 + 3b_0/b) \rho = 10.71$$

$$\text{Coefficient différé : } \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 4.28$$

$$\text{Coefficient correspondant à j : } \mu_j = 1 - [1.75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_j + f_{t28})] = 0.3$$

$$\text{Coefficient correspondant à g : } \mu_g = 1 - [1.75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_g + f_{t28})] = 0.22$$

$$\text{Coefficient correspondant à q : } \mu_q = 1 - [1.75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_q + f_{t28})] = 0.380$$

## 2. g) Calcul des moments d'inertie :

$$\text{Moment d'inertie correspondant à j : } I_{ji} = 1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_j) = 6525.55 \text{ cm}^4$$

$$\text{Moment d'inertie correspondant à g : } I_{gi} = 1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_g) = 8191,45 \text{ cm}^4$$

$$\text{Moment d'inertie correspondant à q : } I_{qi} = 1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_q) = 5422.73 \text{ cm}^4$$

$$\text{Moment d'inertie correspondant à v : } I_{vi} = 1.1 \times I / (1 + \lambda_v \mu_g) = 14159.53 \text{ cm}^4$$

## 2. h) Calcul de la flèche :

$$\text{La flèche correspondante à j : } f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10 E i I_{ji}} = 0.42 \text{ cm}$$

$$\text{La flèche correspondante à g : } f_{gi} = \frac{M_g L^2}{10 E i I_{gi}} = 0.46 \text{ cm}$$

$$\text{La flèche correspondante à q : } f_{qi} = \frac{M_q L^2}{10 E i I_{qi}} = 0.64 \text{ cm}$$

$$\text{La flèche correspondante à v : } f_{gv} = \frac{M_g L^2}{10 E v I_{vi}} = 0.69 \text{ cm}$$

$$\Delta F_{adm} = F_v - F_j + F_p - F_g = (0.69 - 0.42) + (0.64 - 0.46) = 0.45 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \rightarrow \Delta F = 0.45 < F_{adm} = 0.7 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### IV.2.6.2. Volée2 :

Les marches de ces volées, vont être

Encastrées sur voile,

donc le ferrailage est basé sur

le calcul d'un moment en console,

En utilisant les mêmes formules employées

Pour déterminer le nombre

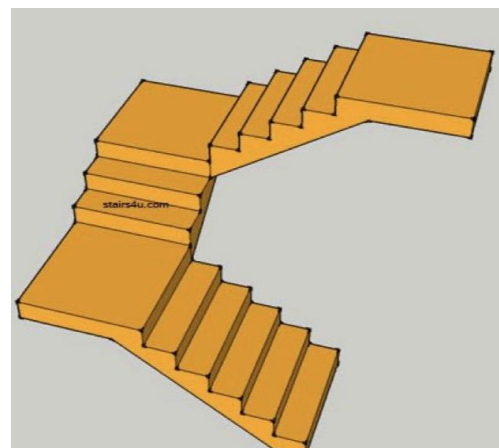
des marches dans le calcul

du premier type on a obtenu :

$$n = 5 \text{ (nombre contres des marches)}$$

$$n - 1 = 4 \text{ (nombre des marches)}$$

$$\rightarrow h = \frac{85}{4} = 17 \rightarrow h = 17 \text{ cm} \quad , \text{ et } g = \frac{L}{n-1} = \frac{120}{5} = 30 \text{ cm}$$



✓ L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.87$$

L'épaisseur de la paillasse est très mince ( $e_v = 4$  cm)

## 2.1) Décote de charges :

### 1. a) Paillasse

Désignation	e (m)	G (KN / m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,4
Mortier de ciment horizontal	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,36
Revêtement en carrelage vertical	$20 \times 0,02 \times \frac{17}{30}$	0,22
Mortier de ciment vertical	$20 \times 0,02 \times \frac{17}{30}$	0,22
Lit de sable	0,02	0,22
Poids propre des marches	$25 \times 0,17/2$	1.87
Enduit en plâtre	$\frac{0,02}{\cos \alpha}$	0.17
<b>G(KN / m<sup>2</sup>)</b>		<b>3.84</b>
<b>Q(KN / m<sup>2</sup>)</b>		<b>1.5</b>

Tableau IV.5 : Charges et surcharge du volée 2 de l'escalier (type 2)

✓ La charge totale par marche :

$$\begin{cases} q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,30 = (1,35 \times 3,84 + 1,5 \times 1,5) \times 0,30 = 2,23 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = (G + Q) \times 0,30 = (3,84 + 1,5) \times 0,30 = 1,60 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

Le schéma statique de ce type est considéré comme une console,

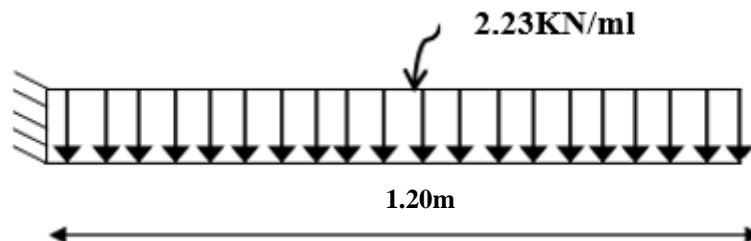
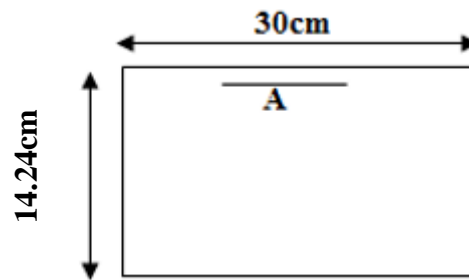


Figure IV.16: schéma statique du volée 2 de l'escalier (type 2)

$$M_{max} = M_{encastr} = -\frac{PL^2}{2} = -\frac{2,23 \times 1,2^2}{2} = -1,61 \text{ KN, m}$$

$$T_{A=} - PL = - 2.68 \text{ KN}$$

## 2.2) Calcul ferrailage en travée à l'E.L. U :



On a:

$$b=30 \text{ cm} ; \quad h=14.24\text{cm}; \quad d=12.82\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_{encastr}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.61 \times 10^3}{30 \times 12.82^2 \times 14,17} = 0,023$$

$$\rightarrow \beta = 0,9885$$

$$A_{marche} = \frac{M_{encastr}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.61 \times 10^3}{0,885 \times 12.82 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

### 2. a) Ferrailage des marches

On adopte **3T10** avec :  $A_{adm} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 0,59 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ marche}$$

On adopte **3Φ8** avec : soit  $1,51 \text{ cm}^2 / \text{marche}$

### 2.3) Vérifications :

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	$A_{min} = 0,46 \text{ cm}^2$	$A = 2,36 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = 0,10 \text{ Mpa}$ $= \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa} \bar{\tau}_u$	$> \tau_u \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée
Vérification de la contrainte dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$	$\sigma_b = 2,39 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification des différentes conditions (volée 2)

**3. a) Vérification de la flèche :**

Pour le cas d'une console, la flèche  $F$  est égale à :

$$F = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{Flèche due à la charge répartie.}$$

**3. b) Détermination du centre de gravité :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times \frac{d}{2} + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s} = \frac{30 \times 14.24 \times \frac{12.82}{2} + 15 \times 1,01 \times 18.82}{30 \times 13.24 + 15 \times 1,01}$$

$$Y_G = 6.62 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 6.62 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 14.24 - 6.62 = 7.62 \text{ cm}$$

**3. c) Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + n \cdot A(d - Y_1)^2 = \frac{30 \times 6.62^3}{3} + \frac{30 \times 7.62^3}{3} + 15 \times 1,01(12.82 - 6.62)^2$$

$$I = 7908.04 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{Q \times L^4}{8 \times EI} = \frac{1.60 \times (1.2)^4 \times 10^7}{8 \times 32164.2 \times 7908.04}$$

$$F = 0,016 \text{ cm} \times \times$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{120}{250} = 0.48 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0.016 \text{ cm} < F_{adm} = 0.48 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de la flèche.

**3. d) Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0,05; 0,4\} = 0,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,5 \times 30}{400} = 0,037 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

**3. e) Section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.06 - 0.3 \times 1 \times 2.1) \times 30 \times 1.15}{0.9 \times 1 \times 1100}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.054$$

Donc on prend le max de (1) ;(2)

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0.30 \cdot St$$

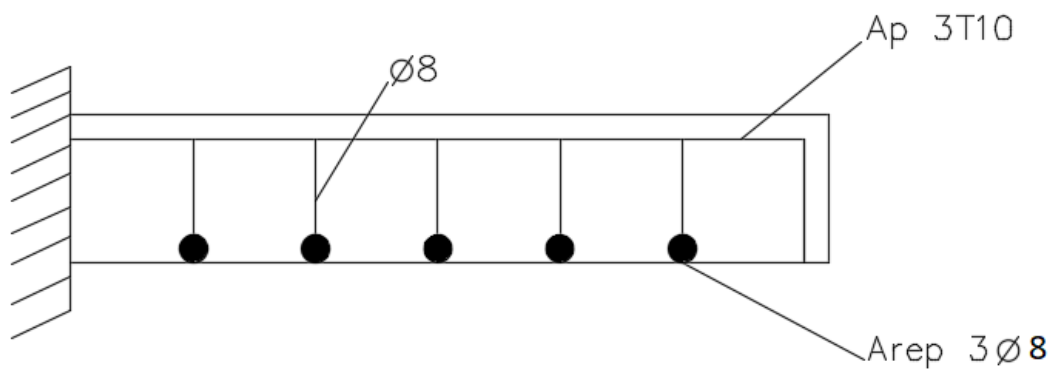
Si on prend  $s_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t \geq 0.30 \text{ cm}^2$$

Donc soit les armatures transversales en **3Φ8** ( $A = 1.51 \text{ cm}^2$ )

#### IV.2.6.3. Ferrailage de la paillasse :

Puisque le paillasse situé dans la partie comprimé, donc elle sera ferrillée constructivement par un simple quadrillage en **Φ8**.



**Figure IV.17** : Schéma de ferrailage des marches

*Chapitre V*  
*Étude sismique*

### V.1. Généralités sur les séismes

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant jouer des failles, au moment où les seuils de rupture mécanique des roches sont atteints.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

### V.2. Introduction

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

### V.3. Calcul sismique

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

- **Analyse statique équivalente**

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

- **Analyse Modale Spectrale**

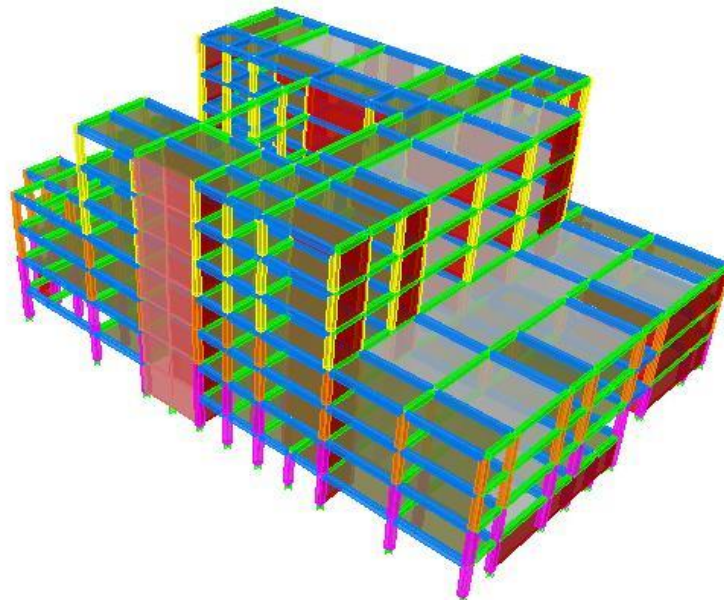
Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle.

Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

#### V.4. Méthode du calcul :

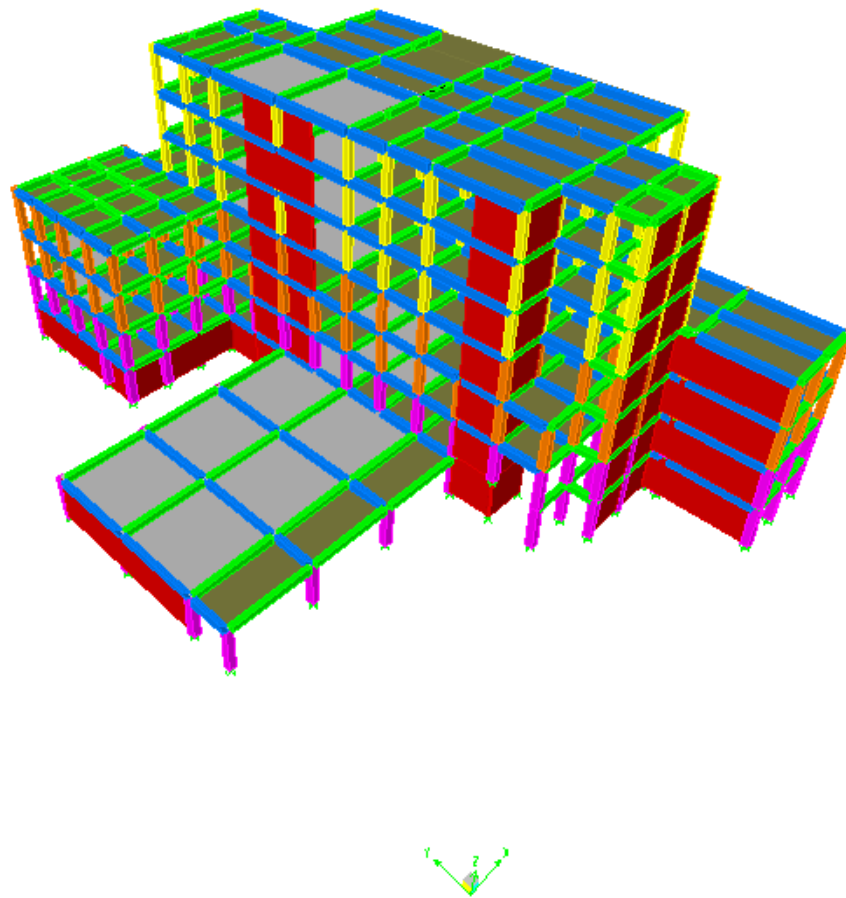
On a divisé la structure en deux blocs par un joint sismique et pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction Time Historie Fonction...) Pour notre cas, on a choisi « Réponse Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.



**Figure V.1 :** Modélisation de la structure de Bloc 1 à l'aide de logiciel « ETABS »





**Figure V.2 :** Modélisation de la structure de Bloc 2 à l'aide de logiciel « ETABS »

## **V.5. Méthode d'analyse modale spectrale :**

### **V.5.1. Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

### V.5.2. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

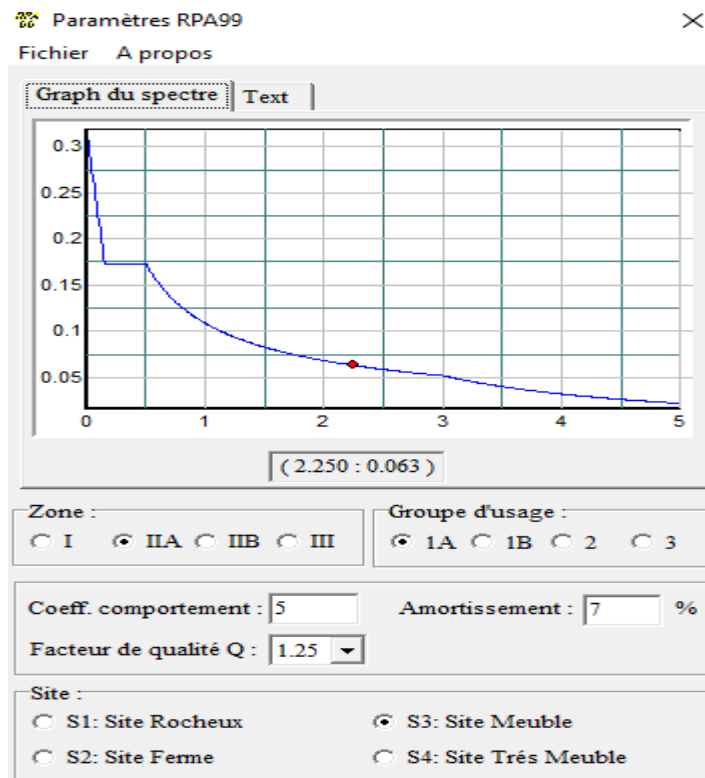


Figure V.3: spectre de réponse

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

## V.6. Calcul de l'effort sismique à la base :

### V.6.1. Principe de la méthode équivalente statique :

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 mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il faut souligner toute fois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire des secousses sismiques majeures.

### V.6.2. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

- $A$  : Le coefficient d'accélération de zone  $A$  est donné par le tableau (4.1) du RPA en

fonction de la zone sismique et le groupe d'usage de l'hôpital. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (IIa) avec un groupe d'usage 1a.

Donc  $A = 0,25$

- $D$  : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne  $D$  est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$\eta$  : Le facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$$\xi = 10 \%$$

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau V.1:** Pourcentage d'amortissement critique

Donc

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.76 > 0,7; \text{ Condition vérifiée}$$

✓ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$T$  : La valeur de la période fondamentale «  $T$  » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon le cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau
- $h_N = 23,14 \text{ m}$
- $C_t$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.
- $C_t = 0.05$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 23,14^{3/4} = 0.528 \text{ sec}$$

$(T_1, T_2)$  : Période caractéristique associé la catégorie du sol :(Tableau 4.7)

On a un sol meuble  $\Rightarrow$  site 3 donc :  $T_1 = 0,15 \text{ sec}$  et  $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T <sub>2</sub> (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

**Tableau V.2 :** Valeurs de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>

**Q :** Facteur de qualité :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$$Q = 1 + (0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,10) = \mathbf{1,25}$$

→**Sens longitudinal :**  $Q_x = 1 + 0,25 = 1,25$

→**Sens transversal :**  $Q_y = 1 + 0,25 = 1,25$

**R :** coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement **R = 5**

**W :** est le poids total de l'hôpital égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) ; soit :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 1$$

$$W_i = W G_i + \beta W_{Qi}$$

**W G<sub>i</sub> :** Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure.

**W Q<sub>i</sub> :** Charges d'exploitation.

**β :** est un coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et donné par le tableau suivant :

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20

**Tableau V.3:** Coefficient de pondération.

Dans notre cas, le poids a été tiré directement du logiciel ETABS ; soit :

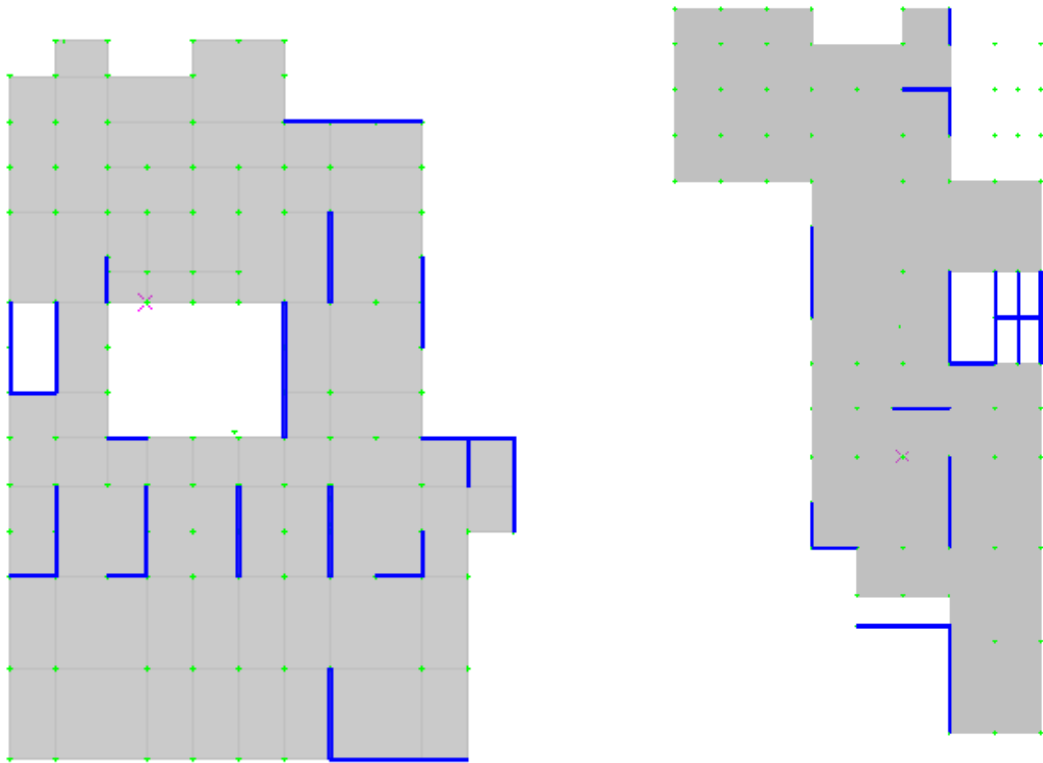
**Bloc 1 :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 326.5741 + 327.7886 + 280.2066 + 264.1774 + 141.1122 + 141.1122 + 129.5110$$

$$= \mathbf{16104.82 \text{ t}}$$

**Bloc 2 :**

$$W = \sum_{i=1}^n Wi = 244.52.17 + 175.27.90 + 172.9646 + 154.8498 + 103.5695 + 103.5695 + 100.1307$$
$$= 10548.8 \text{ t}$$

**Figure V.4 :** disposition des voiles Bloc 1 et 2

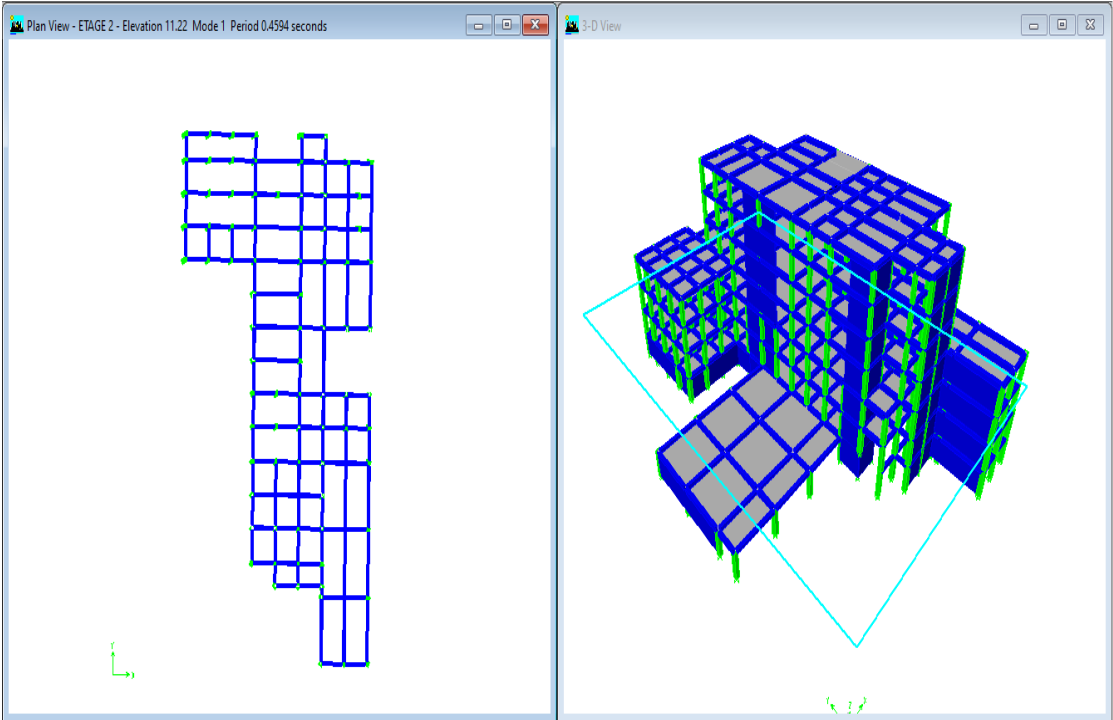
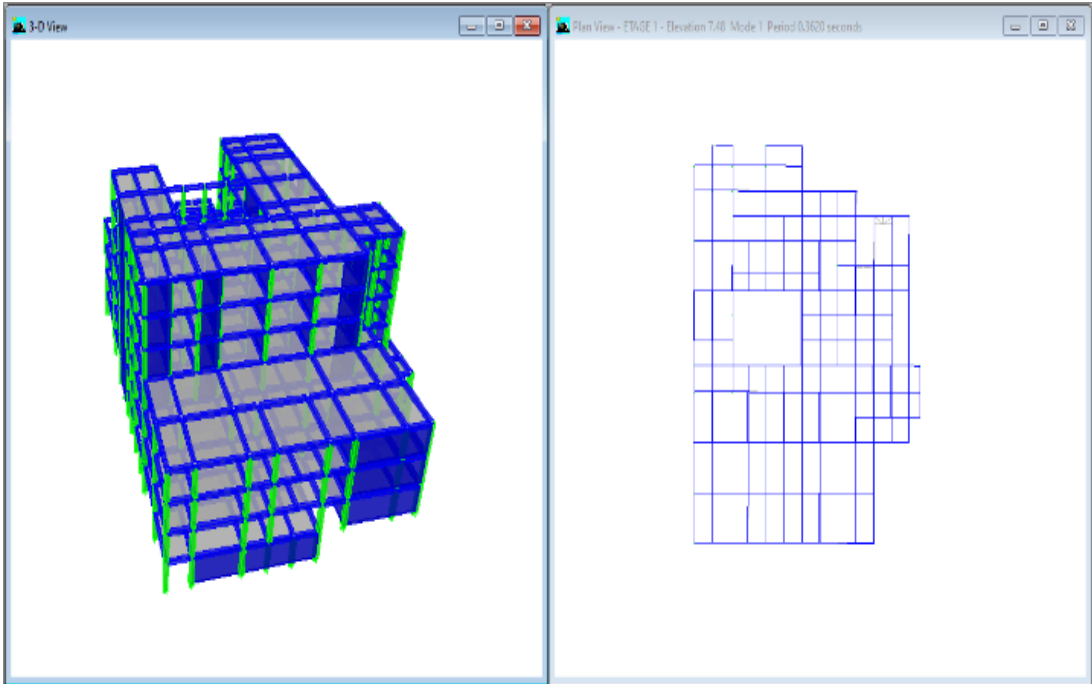


Figure V.5 : Analyse de la Bloc 1 et 2 modes 1 (Translation)

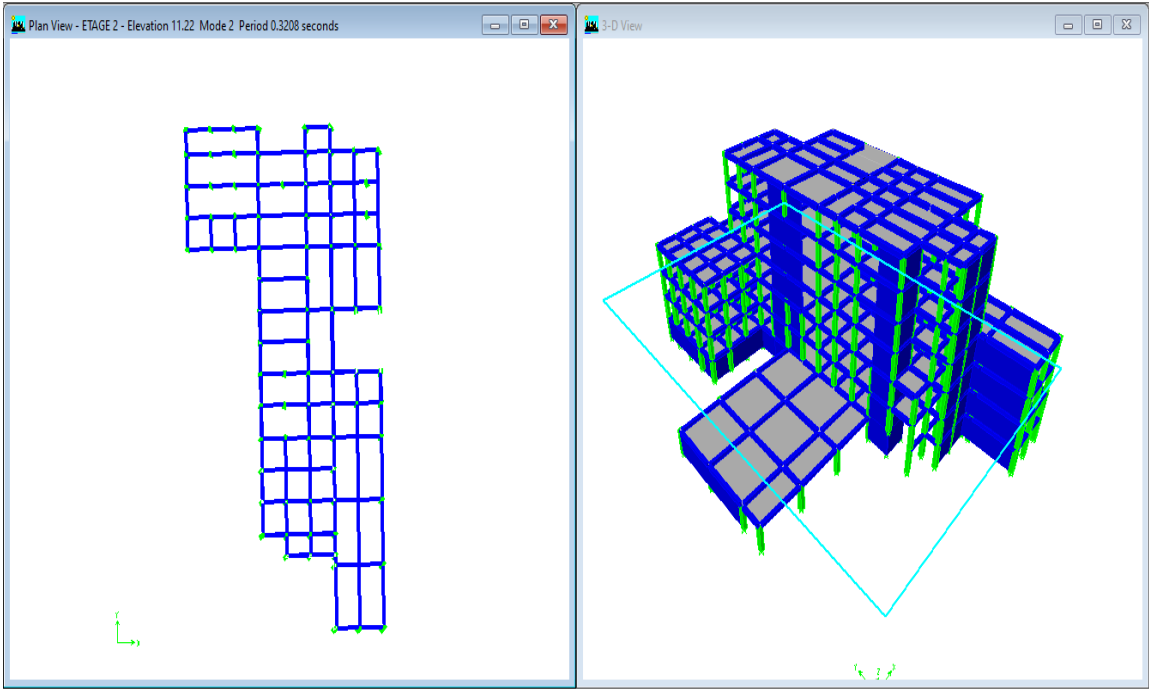
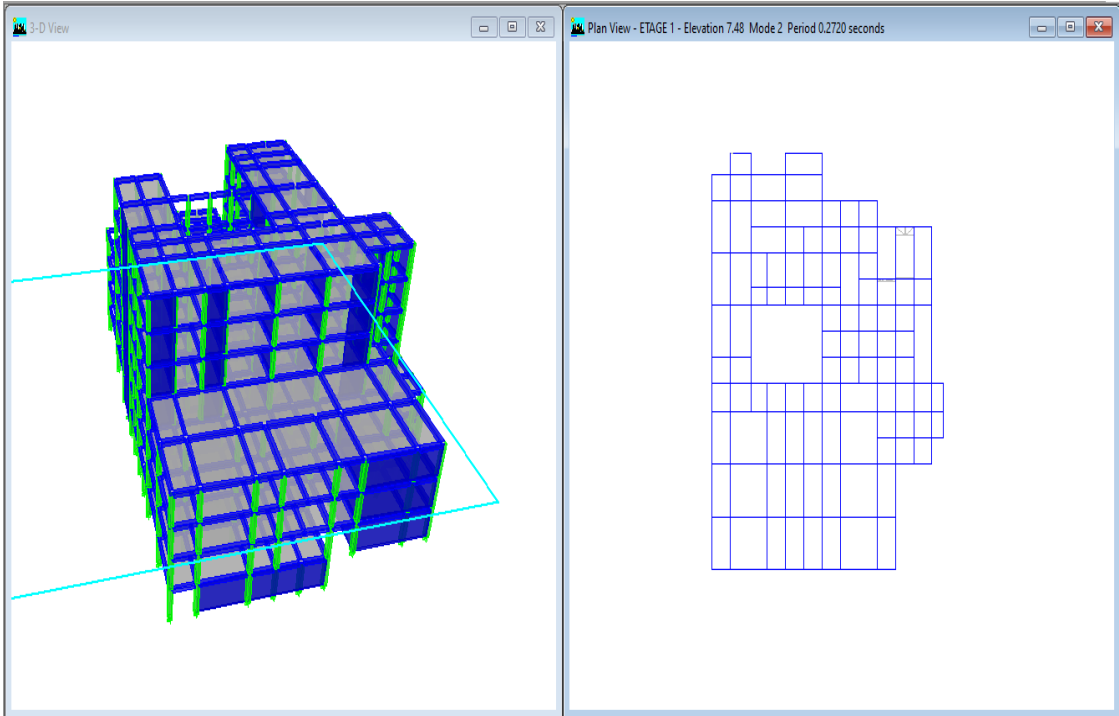


Figure V.6 : Analyse de la Bloc 1 et 2 modes 2 (Translation)



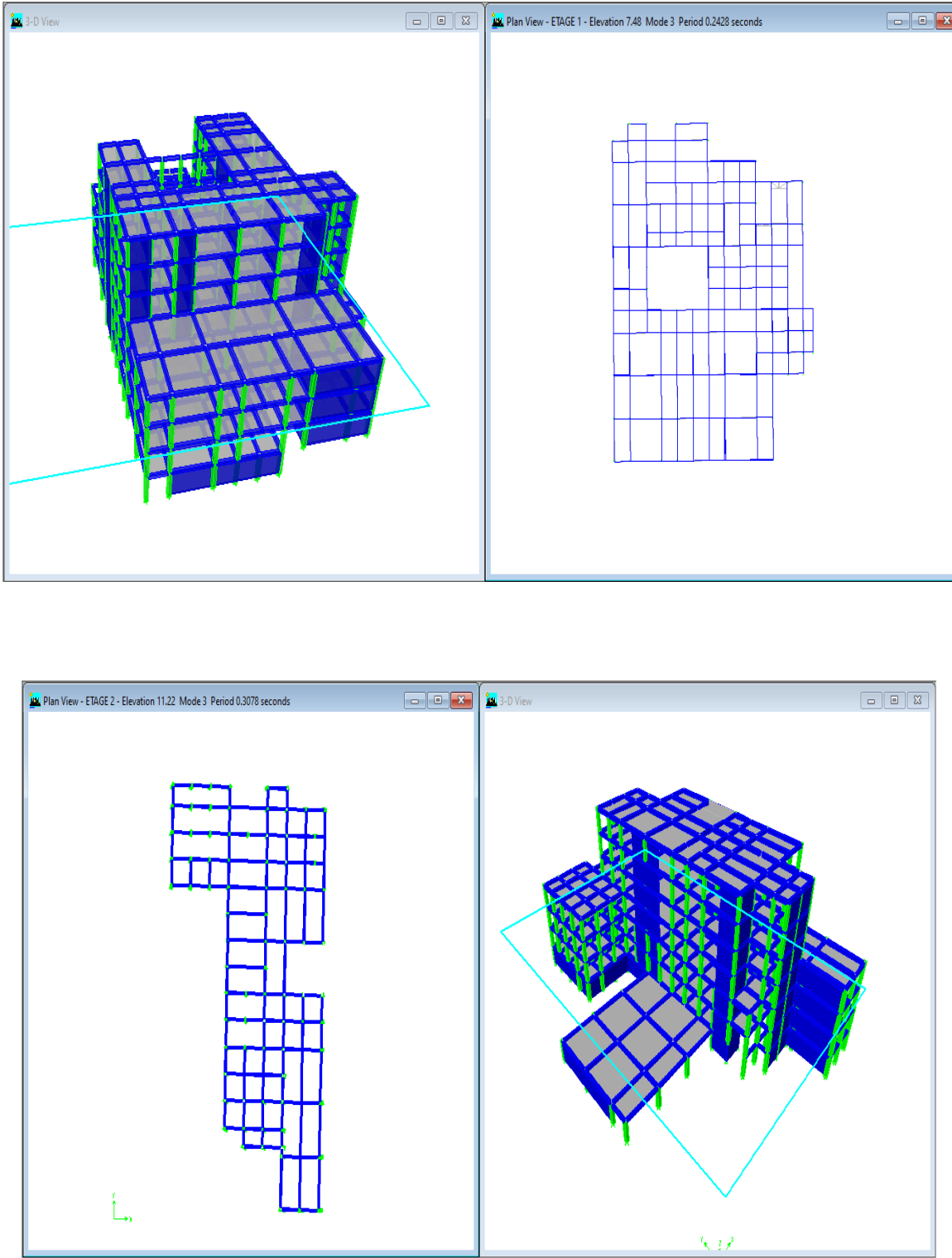


Figure V.7 : Analyse de la Bloc 1 et 2 modes 3 (Rotation)

**V.7. Vérification des forces sismiques : ( $V_{dy} > 80\% V_{st}$ )****V.7.1. Le calcul de la force sismique totale :****Bloc 1 :**

$$V_{st} = \frac{A \times D_x \times Q_x \times W}{R} = \frac{0.25 \times 1,9 \times 1.25 \times 16104.82}{5} = 1912.44 \text{ t}$$

**Bloc 2 :**

$$V_{st} = \frac{A \times D_x \times Q_x \times W}{R} = \frac{0.25 \times 1,9 \times 1.25 \times 10548.8}{5} = 1252.67 \text{ t}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS :

	$V_{dx}$ (t)	$V_{dy}$ (t)
<b>Forces sismiques (Bloc1)</b>	1553.07	1645.02
<b>Forces sismiques (Bloc2)</b>	1003.13	1004.16

**Tableau V.4 :** Valeurs de la force sismique totale

**Bloc 1 :**

$$V_{dx} = 1553.07 \text{ t} > 80\% V_{stx} = 1529.95 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{dy} = 1645.02 \text{ t} > 80\% V_{sty} = 1529.95 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Bloc 2 :**

$$V_{dx} = 1003.13 \text{ t} > 80\% V_{stx} = 1002.13 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{dy} = 1004.16 \text{ t} > 80\% V_{sty} = 1002.13 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**V.7.2. Vérification de la période fondamentale :**

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique :

**Bloc 1 :**

$$T_{dyn} = 0.36 < 1,3 T_{stx} = 1,3 \times 0.52 = 0.676 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\begin{cases} T_{dyn} = 0.36 \text{ s} < T + 30\% T = 0.52 + 0.3 \times 0.52 = 0.676 \text{ s} \\ T = 0.676 \text{ s} > T_2 = 0.52 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow T = 0.52 \text{ s}$$

**Bloc 2 :**

$$T_{dyn} = 0.45 < 1,3 T_{stx} = 1,3 \times 0.52 = 0.676 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{dyn} = 0.45 \text{ s} < T + 30 \% T = 0.52 + 0.3 \times 0.52 = 0.676 \text{ s} \\ T = 0.676 \text{ s} > T_2 = 0.52 \text{ s} \end{array} \right. \Rightarrow T = 0.52 \text{ s}$$

### V.7.3. Vérification des facteurs de participation massique :

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont

Facteur de participation massique (%)							
Mode	Période	$U_x$	$U_Y$	$U_Z$	$\sum U_X$	$\sum U_Y$	$\sum U_Z$
1	0.367712	63.1626	0.6680	0.0000	63.1626	0.6680	0.0000
2	0.276398	0.6541	66.4558	0.0000	63.8167	67.1238	0.0000
3	0.246494	0.0187	0.3803	0.0000	63.8354	67.5041	0.0000
4	0.120939	25.4279	0.0287	0.0000	89.2633	67.5328	0.0000
5	0.246494	1.4890	2.0210	0.0000	90.7523	69.5538	0.0000
6	0.079648	0.0581	22.1868	0.0000	90.8104	91.7406	0.0000

**Tableau V.5** : facteur de participation massique Bloc 1

Facteur de participation massique (%)							
Mode	Période	$U_x$	$U_Y$	$U_Z$	$\sum U_X$	$\sum U_Y$	$\sum U_Z$
1	0.459379	57.4762	1.5777	0.0000	57.4762	1.5777	0.0000
2	0.320812	0.4858	51.5789	0.0000	57.9619	53.1566	0.0000
3	0.307772	13.1847	15.7510	0.0000	71.1466	68.9075	0.0000
4	0.152553	12.7646	0.9414	0.0000	83.9112	69.8490	0.0000
5	0.097144	7.0399	7.1409	0.0000	90.9512	76.9899	0.0000
6	0.088121	0.4760	14.0320	0.0000	91.4272	91.0219	0.0000

**Tableau V.6:** facteur de participation massique Bloc 2

#### **Bloc 1 :**

**Sens transversal :**  $\Sigma\alpha_x = 90.81\% > 90\%$  ..... condition vérifiée.

**Sens longitudinal :**  $\Sigma\alpha_y = 91.74\% > 90\%$  .....condition vérifiée

#### **Bloc 2 :**

**Sens transversal :**  $\Sigma\alpha_x = 91.42\% > 90\%$  ..... condition vérifiée.

**Sens longitudinal :**  $\Sigma\alpha_y = 91.02\% > 90\%$  .....condition vérifiée

**V.7.4. Les déplacements latéraux inter- étage :**

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e, \text{ et } h_e : \text{la hauteur de l'étage.}$$

$$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

$\Delta_{ex}^k$  : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

$\delta_{ex}^k$  : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y,  $\delta_{ey}^k$ ).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 5

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Niveau	H <sub>e</sub>	Sens X-X			Sens Y-Y			$\bar{\delta}_k$ (m)	$\Delta_k \leq \bar{\delta}_k$
		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)		
<b>Terrasse</b>	3.74m	0.0089	0.0445	0.0085	0.005	0.025	0.0045	0.0374	Vérifiée
<b>5<sup>ème</sup> étage</b>	3.74m	0.0072	0.036	0.0095	0.0041	0.0205	0.005	0.0374	Vérifiée
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	3.74m	0.0053	0.0265	0.0095	0.0031	0.0115	0.0045	0.0374	Vérifiée
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	3.74m	0.0034	0.017	0.007	0.0022	0.011	0.0045	0.0374	Vérifiée
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	3.74m	0.002	0.01	0.006	0.0013	0.0065	0.004	0.0374	Vérifiée
<b>1<sup>ème</sup> étage</b>	3.74m	0.0008	0.004	0.004	0.0005	0.0025	0.0025	0.0374	Vérifiée
<b>RDC</b>	3.74m	0	0	0	0	0	0	0.0374	Vérifiée

**Tableau V.7 :** vérifications des déplacements latéraux inter-étage Bloc 1

Niveau	H <sub>e</sub>	Sens X-X			Sens Y-Y			$\overline{\delta_k}$ (m)	$\Delta_k \leq \overline{\delta_k}$
		$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$\delta_{ek}$ (m)	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)		
Terrasse	3.74m	0.0109	0.0545	0.0095	0.0063	0.0315	0.0065	0.0374	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	3.74m	0.009	0.045	0.001	0.005	0.025	0.006	0.0374	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	3.74m	0.007	0.035	0.0085	0.0038	0.019	0.006	0.0374	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	3.74m	0.0053	0.0265	0.001	0.0026	0.013	0.0055	0.0374	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	3.74m	0.0033	0.0165	0.0095	0.0015	0.0075	0.0045	0.0374	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	3.74m	0.0014	0.007	0.007	0.0006	0.003	0.003	0.0374	Vérifiée
RDC	3.74m	0	0	0	0	0	0	0.0374	Vérifiée

**Tableau V.8 :** vérifications des déplacements latéraux inter-étage

#### V.7.5. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \cdot \Delta k}{Vk \cdot hk} \leq 0,10$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta k_x$	$\Delta k_y$	$V_x$	$V_y$	h	$\theta_x$	$\theta_y$
5	2260.43	0.0085	0.0045	397.02	414.52	3.74	0.0129	0.0065
4	4421.95	0.0095	0.005	681.94	710.94	3.74	0.016	0.0083
3	6583.47	0.0095	0.0045	875.72	900.69	3.74	0.019	0.0087
2	10876.19	0.007	0.0045	1142.92	1180.89	3.74	0.017	0.011
1	15449.92	0.006	0.004	1372.52	1432.18	3.74	0.018	0.011
RDC	20948.51	0.004	0.0025	1553.07	1645.02	3.74	0.014	0.0085
Sous-sol	25164.15	0	0	601.99	832.56	3.74	0	0

**Tableau V.9 :** Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens x) Bloc 1

Niveau	$P_k$ (KN)	$\Delta k_x$	$\Delta k_y$	$V_x$	$V_y$	h	$\theta_x$	$\theta_y$
5	1771.65	0.0095	0.0065	228.13	56.36	3.74	0.019	0.054
4	3414.68	0.01	0.006	406.04	88.07	3.74	0.022	0.062
3	5057.71	0.0085	0.006	537.16	109.54	3.74	0.021	0.074
2	7615.49	0.01	0.0055	689.43	141.02	3.74	0.029	0.079
1	10323.01	0.0095	0.0045	807.54	171.45	3.74	0.032	0.072
RDC	13087.72	0.007	0.003	880.92	194.13	3.74	0.027	0.054
Sous-sol	16309.99	0	0	528.17	124.11	3.74	0	0

**Tableau V.10 :** Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$ (sens x) Bloc 2

$\theta \leq 0,10 \Rightarrow$  Donc l'effet P- $\Delta$  est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

#### V.8. Calcul du joint sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_{1y} + \delta_{2y}) \geq 40\text{mm}$$

$$\text{Bloc 01 : } \delta_{1y} = 0.0041 \text{ m}$$

$$\text{Bloc 02 : } \delta_{2y} = 0.0050 \text{ m}$$

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (4.1 + 5) = 24.10 \text{ mm} \geq 40\text{mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on prend :

$$d_{\min} = 40 \text{ mm}$$

*Chapitre VI*  
*Ferraillage des*  
*portiques*

### VI.1. Introduction

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel **ETABS** a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

### VI.2. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données 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**.

- Poutres :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$
- Poteaux :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \{G + Q \pm E\} \end{array} \right.$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

### VI.3. Ferrailage des poutres

#### VI.3.1 Méthode de calcul :

En cas générale, 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, car la fissuration est jugée peu préjudiciable. Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre :

- Sollicitations du 1<sup>er</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) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s$  ;  $\gamma_b$ ).

- Pour la situation accidentelle :  $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$



- Pour la situation normale ou durable :  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

### VI.3.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a

- Section d'armature minimale :  $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$  ;
- Section d'armature maximale :  $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

### VI.3.3. Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

#### VI.3.3.1. Ferrailage d'une poutre :

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive (Terrasse), les moments  $M_{sp1}$  et  $M_{sp2}$  sont tirés à partir du logiciel ETABS.

##### a) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 5,66 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 11,35 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,49 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre :  $b = 40 \text{ cm}$  ;
- Hauteur de la section :  $h = 65 \text{ cm}$  ;
- Hauteur utile des aciers tendus :  $d = 0,9h = 59 \text{ cm}$  ;
- Contrainte des aciers utilisés :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- Contrainte limite du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- Fissuration peu préjudiciable.
- Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11,35 \times 10^4}{40 \times 59^2 \times 18,48} = 0,044 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0.978$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.35 \times 10^4}{0.978 \times 59 \times 400} = 4.92 \text{ cm}^2 / m$$

Donc on prend : **5T14** ( $A = 7.70 \text{ cm}^2$ )

**b) Ferrailage sur appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 11.27 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 16.07 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0.70 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Le moment réduit  $\mu_u$  :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16.07 \times 10^4}{40 \times 59^2 \times 18,48} = 0.062 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a :  $\beta = 0.968$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16.07 \times 10^4}{0.968 \times 59 \times 400} = 7.03 \text{ cm}^2 / m$$

Donc on prend : **5T16** ( $A = 10.05 \text{ cm}^2$ )

**VI.3.3.1.2. Vérification du ferrailage de la poutre :**

**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 59 \times 2,10}{400} = 2.84 \text{ cm}^2 / m$$

$A_{adpt} > A_{min}$  ; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 13 \text{ cm}^2 / m \Rightarrow$  Condition vérifiée sur toute la section.

**b) Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{9.33 \times 10}{40 \times 59} = 0.39 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

**c) Détermination du diamètre des armatures transversal :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 18.57 \text{ mm} ; 40 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

**d) L'espacement :**

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 53.1 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l\right\} = \min\{16.25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}\}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ (cm)}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 32.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

**d) Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0.24 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 40}{235} = 0.068 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.49 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 40 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = -0.030 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{adoptée}} \geq 0.068 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} A_t \geq 0,068 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Soit : } 4\phi 8 = 1.02 \text{ cm}^2$$

**e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 9.33 ; M_{ap} = 16.07 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{16.07}{0,9 \times 40 \times 10^{-2}} = 44.63 \text{ t} > 9.33 \text{ t}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

**f) Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \frac{2T}{ab} ; \text{ où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de  $45^\circ$ , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{a} \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow \bar{a} \geq \frac{2 \times 9.33 \times 10^2 \times 1,5}{0,8 \times 40 \times 25} = 3.49 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 36 \text{ cm}$$

$$\bar{a} = \min(a'; 0,9d) = \min(36 \text{ cm} ; 53,1 \text{ cm}) = 36 \text{ cm} ; \bar{a} > 3,49 \text{ cm} ; \text{condition vérifiée}$$

### g) Entraînement des armatures :

#### g.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

$\psi_s$  : Coefficient de cisaillement ;  $\psi_s = 1,5$  pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ;  $T = 9,33 \text{ kN}$  ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ;  $n = 5$  ;

$\mu$  : Périmètre d'armatures tendue ;  $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,39 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{9,33 \times 10^4}{53,1 \times 4,39 \times 5 \times 10^2} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée.

#### g.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit «  $L_s$  » est la longueur qui ne 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.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ( $b = 40 \text{ cm}$ ), on est obligés de courber les armatures d'une valeur «  $r$  » :  $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

#### g.3) Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de  $90^\circ$  :

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} ;$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 48,20 \text{ cm} \\ L_1 = 8,34 \text{ cm} \end{cases} \quad \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 48,10 \text{ cm} \\ L_1 = 8,29 \text{ cm} \end{cases}$$

#### g.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \\ \Phi = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow l = 64 \text{ cm} \end{cases}$$

#### h) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 8,23 \text{ t.m} ; A_s = 8,06 \text{ cm}^2$$

**h.1) Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 20y^2 + 120.9y - 7133.1 = 0 \rightarrow y = 15.61 \text{ cm}$$

**h.2) Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{40 \times 15.61^3}{3} + (15 \times 8.06 \times (59 - 15.61)^2) \\ = 278333.76 \text{ cm}^4$$

**h.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8.23 \times 10^3}{278333.76} \times 15.61 = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

**h.4) 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  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$ .

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{4,89 \times 10^3}{89533,65} \times (36 - 10,81) = 20,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 20,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{510} = 0,078 > 0,062 ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{40}{510} = 0,078 > \frac{25,52}{10 \times 7,78} = 0,032 ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,06}{35 \times 36} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant.

✓ **Sens longitudinal** : « poutres dans le sens longitudinal (40 x 65)  $\text{cm}^2$  »

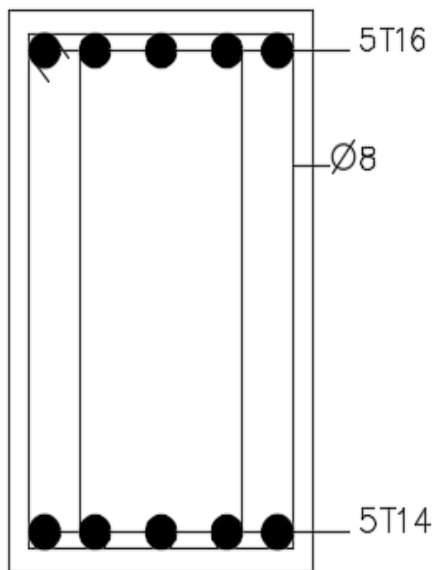
Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = (0,5/100) \times 40 \times 65 = 13 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

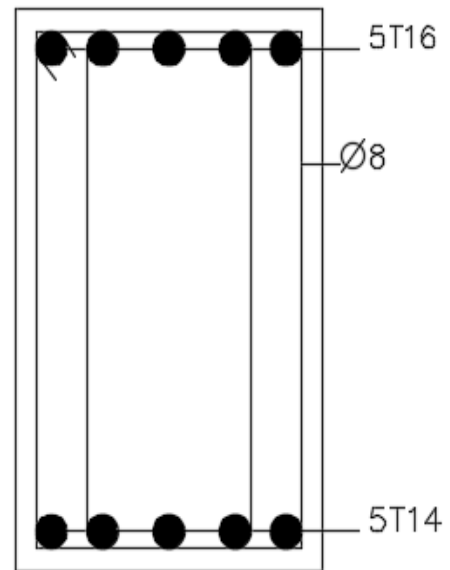
• Poutre de rive :

Niveau	Section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	Appuis	11.27	16.07	16.07	13	8.27	5T16=10.05
	Travée	5.66	11.35	11.35		5.76	5T14=7.70
3-5 ème étage	Appuis	11.92	19.78	19.78	13	10.29	5T12+5T14=13.35
	Travée	7.70	13.78	13.78		7.04	5T14=7.70
1-2 ème étage	Appuis	18.62	17.83	17.83	13	9.65	5T16=10.05
	Travée	13.43	14.02	14.02		7.17	5T14=7.70
RDC	Appuis	19.01	13.79	19.01	13	9.87	5T16=10.05
	Travée	14.01	10.11	14.01		7.16	5T14=7.70

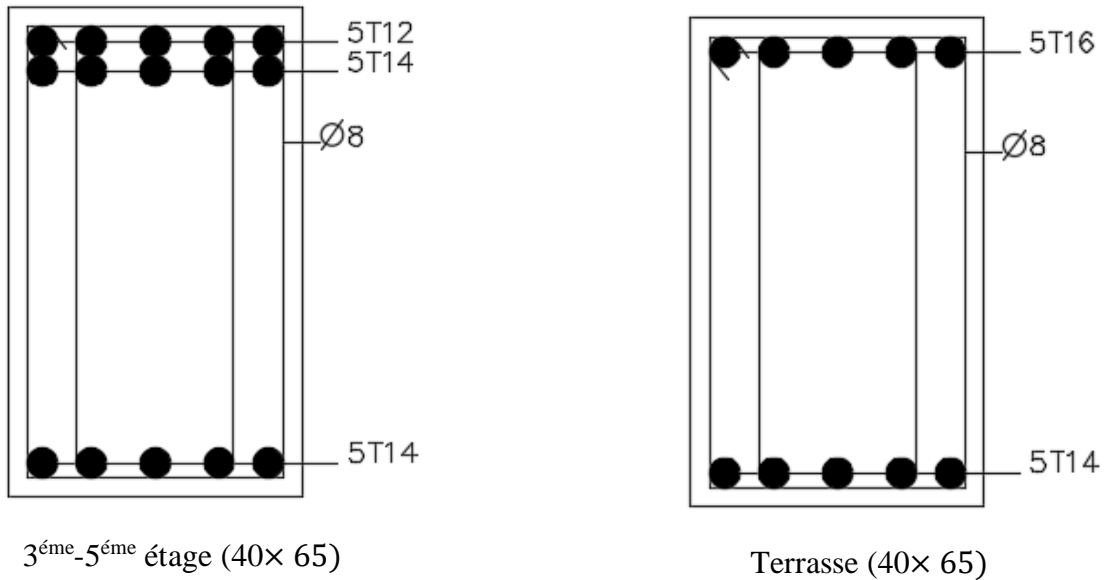
Tableau VI.1 : Armatures adoptées pour les poutres dans le sens longitudinal de rive



RDC (40× 65)



1<sup>er</sup>-2<sup>ème</sup> étage (40× 65)



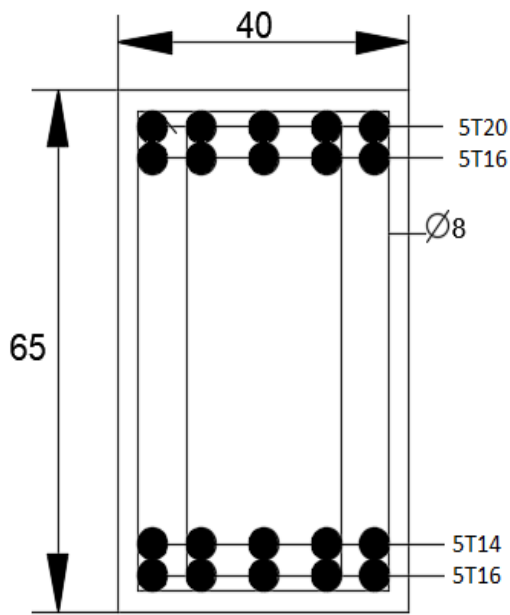
Figures VI.1 : Dessin de ferrailage de sections des poutres le sens longitudinal de rive

• **Poutre intermédiaire**

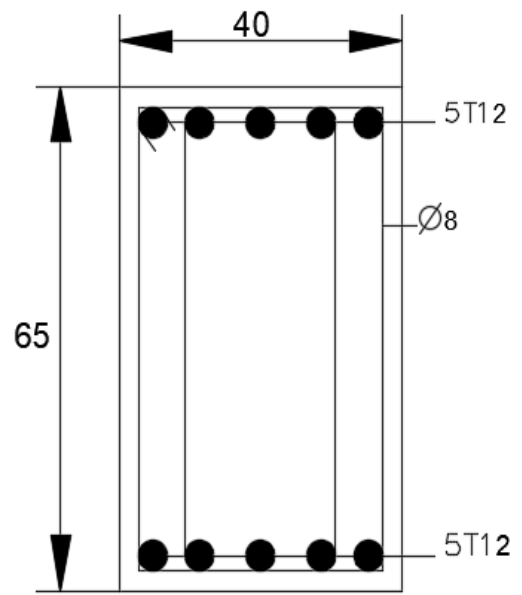
- **P<sub>L1</sub>** : poutre dans le sens longitudinal de la grande portée.
- **P<sub>L2</sub>** : poutre dans le sens longitudinal de la petite portée ;

Niveau	Poutre	Section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
			M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	P <sub>L1</sub>	Appuis	25.91	23.82	25.91	13	10.73	5T12+5T14=13.35
		Travée	29.32	21.84	29.32		15.75	5T14+5T16=17.75
	P <sub>L2</sub>	Appuis	17.58	21.17	21.17		9.47	5T16=10.05
		Travée	7.93	11.17	11.17		4.89	5T12=5.65
3-5 ème étage	P <sub>L1</sub>	Appuis	31.30	28.31	31.30	13	12.89	5T12+5T14=13.35
		Travée	27.53	20.44	27.53		14.69	5T14+5T16=17.75
	P <sub>L2</sub>	Appuis	18.42	23.30	23.30		10.48	5T12+5T14=13.35
		Travée	9.85	14.69	14.69		6.48	5T14=7.70
1-2 ème étage	P <sub>L1</sub>	Appuis	33.64	27.11	33.64	13	18.35	5T16+5T16=20.10
		Travée	30.55	22.46	30.55		16.48	5T14+5T16=17.75
	P <sub>L2</sub>	Appuis	10.49	17.57	17.57		7.80	5T16=10.05
		Travée	5.43	12.36	12.36		5.42	5T12=5.65
RDC	P <sub>L1</sub>	Appuis	38.23	27.65	38.23	13	21.22	5T16+5T20=25.76
		Travée	28.78	20.74	28.78		15.43	5T14+5T16=17.75
	P <sub>L2</sub>	Appuis	9.22	8.69	9.22		3.78	5T12=5.65
		Travée	4.54	3.78	4.54		2.26	5T12=5.65

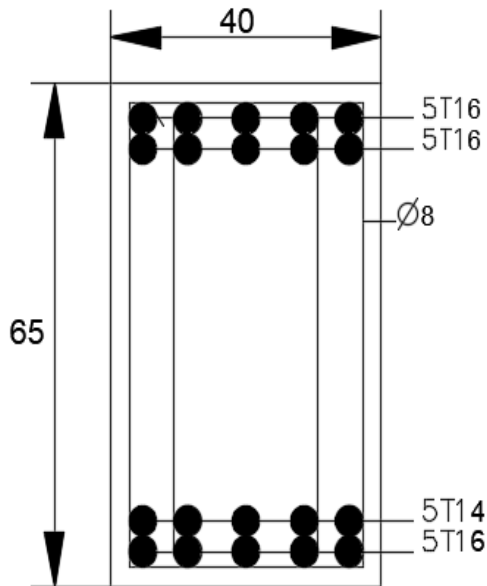
Tableau VI.2 : Armatures adoptées pour les poutres dans le sens longitudinal intermédiaire



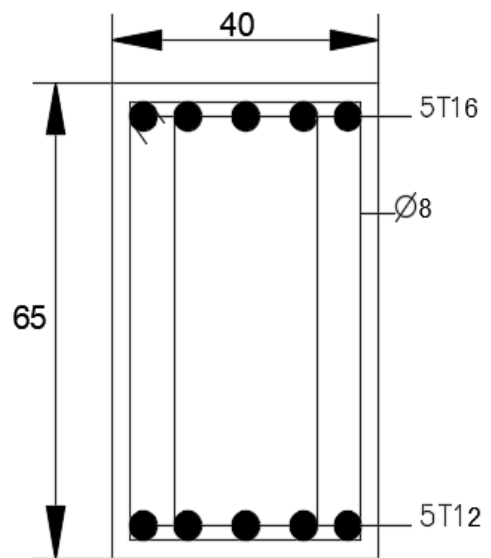
RDC PL1



RDC PL2

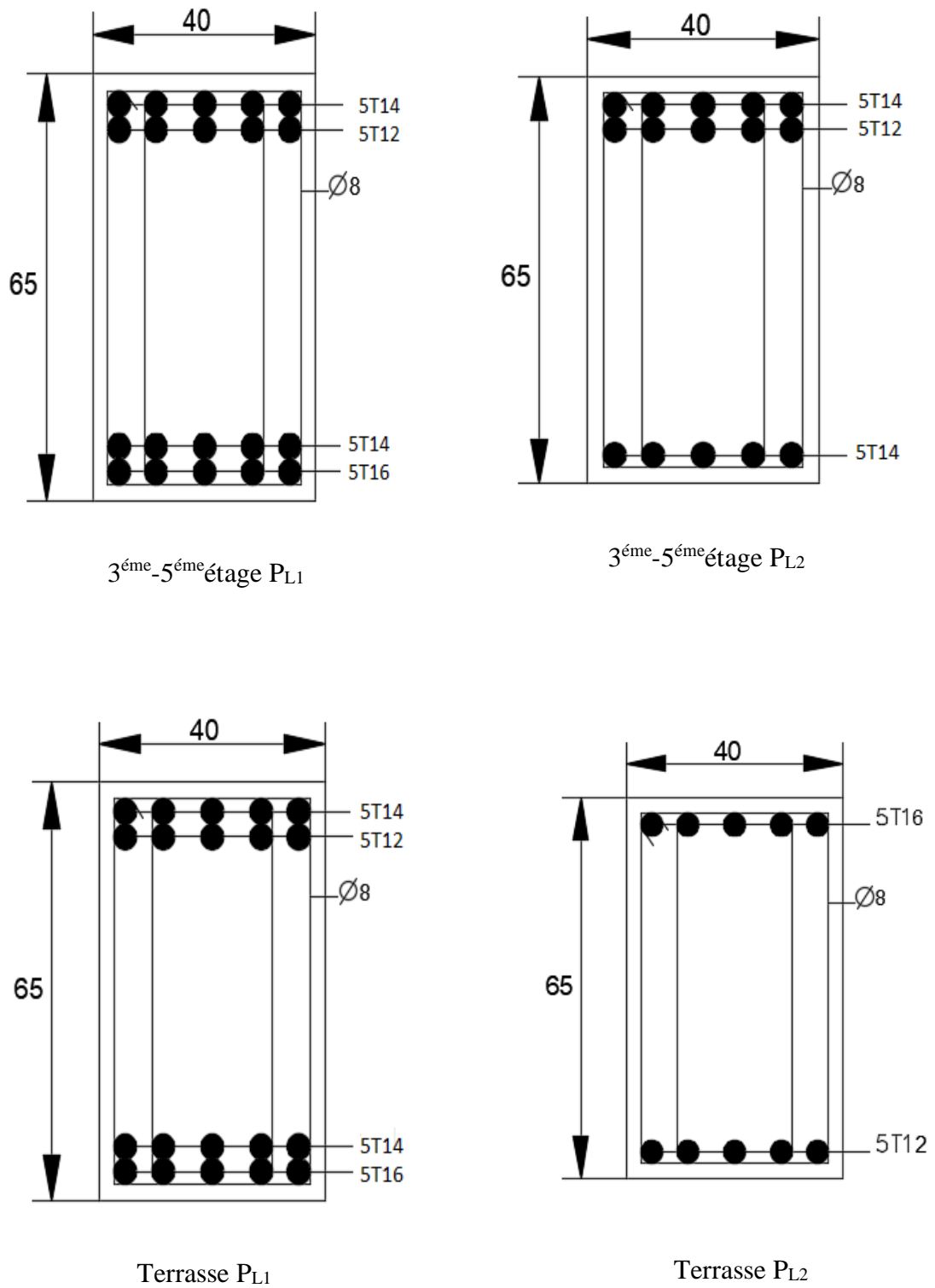


1<sup>er</sup>-2<sup>ème</sup> étage PL1



1<sup>er</sup>-2<sup>ème</sup> étage PL2





Figures VI.2 : Dessin de ferrailage des poutres le sens longitudinal intermédiaires.

✓ **Sens transversal :** « poutres dans le sens transversal (40 x 55) cm<sup>2</sup> »

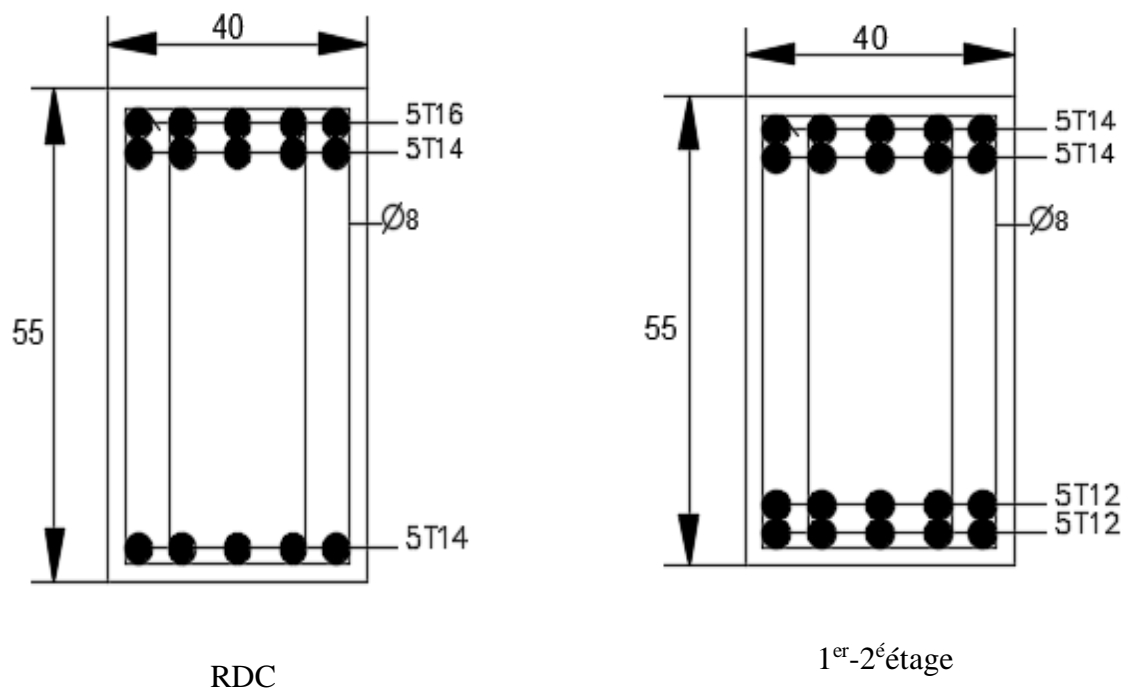
Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

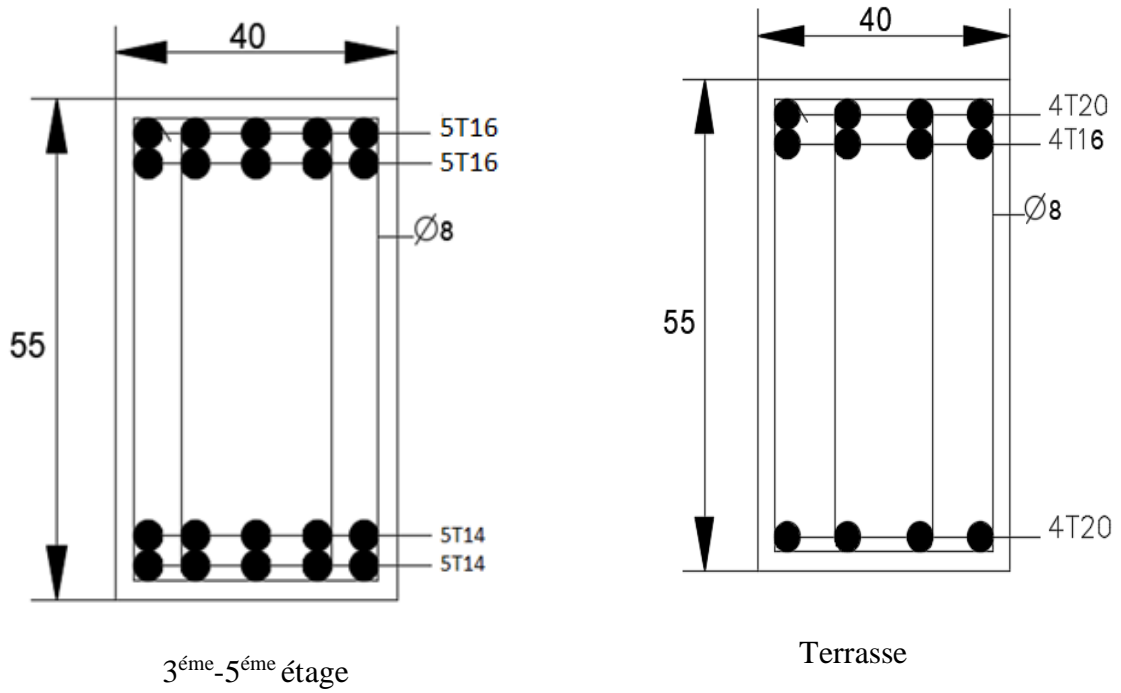
$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = (0,5/100) \times 40 \times 55 = 11 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures longitudinales :**

Niveau	Section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopter (cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	Appuis	13.63	22.80	22.80	11	14.6	4T16+4T20=20.61
	Travée	10.47	17.75	17.75		11.09	4T20=12.57
3-5 ème étage	Appuis	13.68	25.82	25.82	11	16.8	5T16+5T16=20.1
	Travée	9.38	23.03	23.03		14.77	5T14+5T14=15.4
1-2 ème étage	Appuis	14.51	21.06	21.06	11	13.37	5T14+5T14=15.4
	Travée	11.67	17.46	17.46		10.9	5T12+5T12=11.3
RDC	Appuis	26.25	19.03	26.25	11	17.11	5T14+5T16=17.75
	Travée	16.67	12.37	16.67		10.37	5T14=12.06

**Tableau VI.3 :** Armatures adoptées pour les poutres dans le sens transversal de rive





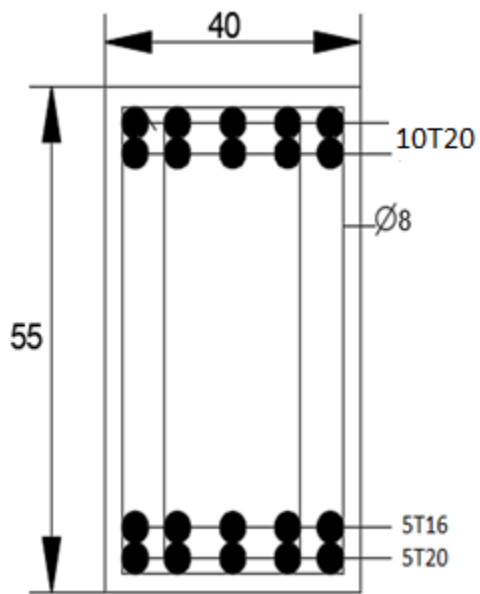
**Figures VI.3 :** Dessin de ferrailage des poutres dans le sens transversal de rive

- **Poutre intermédiaire :**

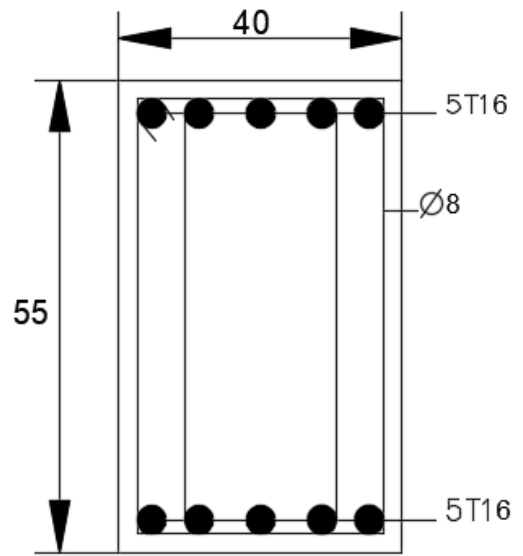
- **P<sub>T1</sub>** : poutre dans le sens transversal de la grande portée.
- **P<sub>T2</sub>** : poutre dans le sens transversal de la petite portée.

Niveau	Poutre	Section	Moment (t. m)		Moment de calcul	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )
			M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
Terrasse	P <sub>T1</sub>	Appuis	37.35	30.16	37.35	11	26.01	10T20=31.42
		Travée	21.55	17.75	21.55		13.72	10T14=15.39
	P <sub>T2</sub>	Appuis	15.14	26.56	26.56		14.62	10T14=15.39
		Travée	6.35	11.85	11.85		6.20	5T14=7.70
3-5 ème étage	P <sub>T1</sub>	Appuis	35.73	29.97	35.73	11	24.62	5T16+5T20=25.76
		Travée	20.05	15.66	20.05		12.67	5T12+5T14=13.35
	P <sub>T2</sub>	Appuis	16.11	30.16	30.16		16.82	5T14+5T16=17.75
		Travée	7.48	17.75	17.75		9.47	5T16=10.05
1-2 ème étage	P <sub>T1</sub>	Appuis	45.33	37.73	45.33	11	33.48	10T16+5T20=35.82
		Travée	26.06	19.89	26.06		16.97	5T14+5T16=17.75
	P <sub>T2</sub>	Appuis	11.35	26.04	26.04		14.30	10T14=15.39
		Travée	4.48	18.75	18.75		10.04	5T16=10.05
RDC	P <sub>T1</sub>	Appuis	41.87	30.19	41.87	11	30.10	10T20=31.42
		Travée	31.98	22.48	31.98		21.46	5T16+5T20=25.76
	P <sub>T2</sub>	Appuis	16.55	12	16.55		9.62	5T16=10.05
		Travée	7.33	16.10	16.10		8.54	5T16=10.05

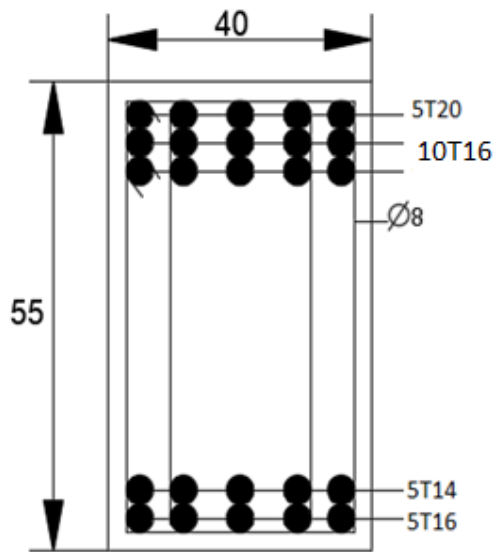
**Tableau VI.4 :** Armatures adoptées pour les poutres dans le sens transversal intermédiaire



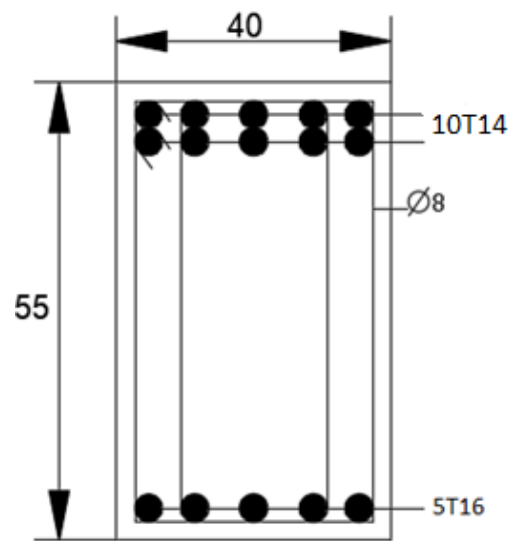
RDC P<sub>T1</sub>



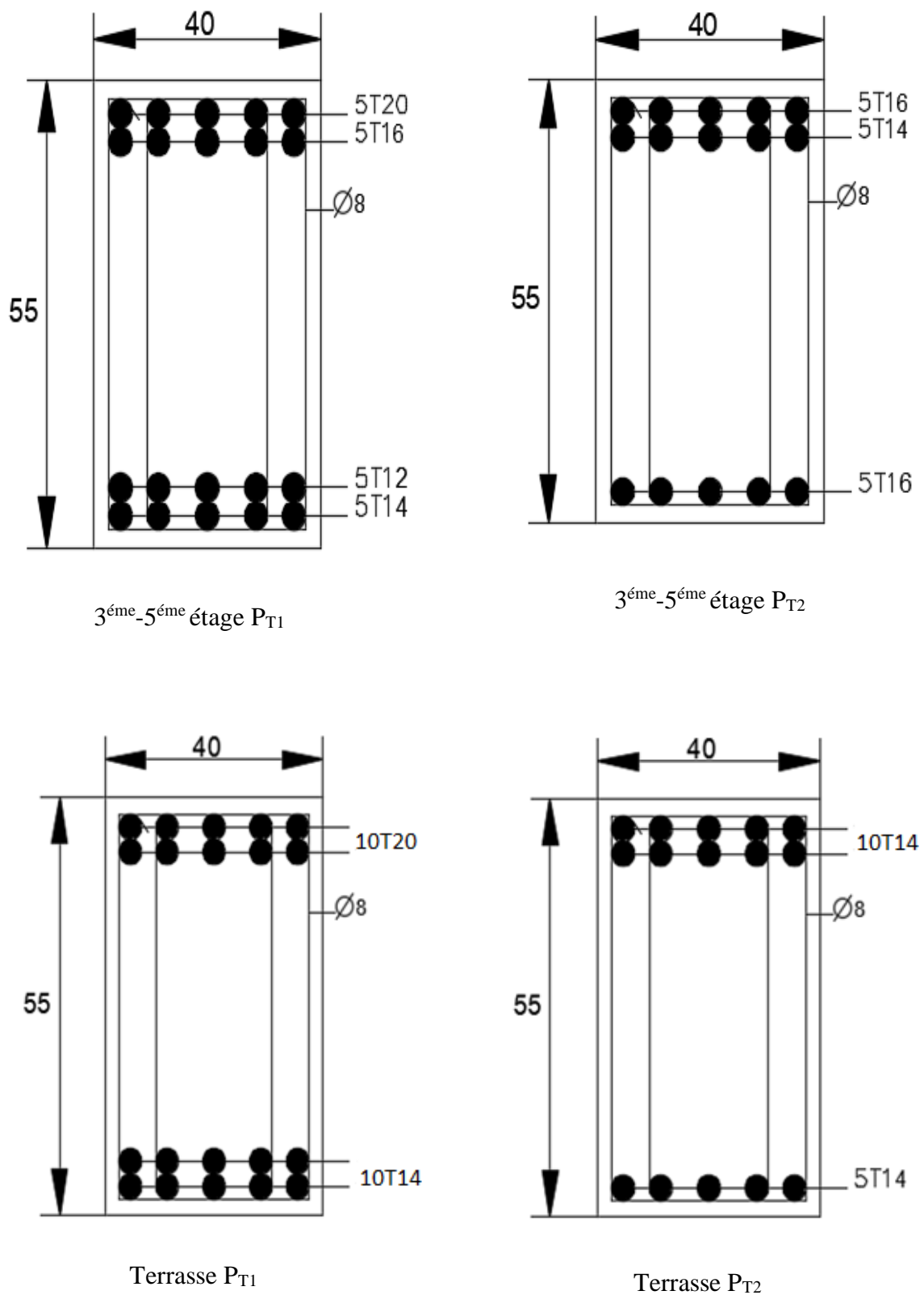
RDC P<sub>T2</sub>



1<sup>er</sup>-2<sup>ème</sup> étage P<sub>T1</sub>



1<sup>er</sup>-2<sup>ème</sup> étage P<sub>T2</sub>



**Figures VI.4 :** Dessin de ferrailage des poutres dans le sens transversal intermédiaire

## VI.4. Ferrailage des poteaux

### VI.4.1. 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité  $\gamma_s$  ;  $\gamma_b$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

### VI.4.2. Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérence droite et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone II) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

**VI.4.3. Sections min. et max. et sollicitations défavorables :**

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003

Type de poteaux	$A_{min} = 0,9\% \times S$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{max1} = 4\% \times S$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{max2} = 6\% \times S$ [cm <sup>2</sup> ]
Type 1(60 x 60) cm <sup>2</sup>	32.4	144	216
Type 2(55x 55) cm <sup>2</sup>	27.22	121	181.5
Type 3(50 x 50) cm <sup>2</sup>	22.5	100	150

**Tableau VI.5 :** Armatures minimales pour les poteaux.

**VI.4.4. Exemple de calcul****1) Les sollicitations défavorables**

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre :

Etages		Type 1	Type 2	Type 3
Combinaison		(60 x 60) cm <sup>2</sup>	(55x 55) cm <sup>2</sup>	(50 x 50) cm <sup>2</sup>
A	$N_{max}$ [KN]	80.43	4.29	8.77
	$M_{cor}$ [KN.m]	13.27	33.58	18.80
B	$N_{min}$ [KN]	3381.85	2901.74	1632.25
	$M_{cor}$ [KN.m]	56.27	62.78	26.67
C	$M_{max}$ [KN.m]	246.58	193.44	169
	$N_{cor}$ [KN]	642.66	876.08	148.01

**Tableau VI.6 :** Sollicitations du premier genre.

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre :

Etages		Type 1	Type 2	Type 3
Combinaison		(60 x 60) cm <sup>2</sup>	(55x 55) cm <sup>2</sup>	(50 x 50) cm <sup>2</sup>
A	$N_{max}$ [KN]	1698.98	1120.58	269.41
	$M_{cor}$ [KN.m]	24.13	13.68	17.16
B	$N_{min}$ [KN]	2662.92	2154.43	1222.68
	$M_{cor}$ [KN.m]	18.28	16.53	49.47
C	$M_{max}$ [KN.m]	189.89	188.62	149.34
	$N_{cor}$ [KN]	183.68	313.78	106.01

**Tableau VI.7 :** Sollicitations du deuxième genre.



**2) Calcul d'un poteau type 1 :****Données :**

- Poteau de section carrée 60 x 60 cm<sup>2</sup> (a = b).
- Enrobage : c = 2,5 cm.
- Hauteur utile des aciers tendus : d = 60 – c = 57,5 cm.
- Contrainte limite des aciers :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  (longitudinaux).
- Contrainte limite des aciers :  $f_e = 235 \text{ MPa}$  (transversaux).
- Contrainte du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .
- Résistance caractéristique à la traction du béton :  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable.
- Pour les calculs la grandeur h = a = b = 60 cm

**a) Méthode de calcul :**

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre :

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left( \frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ( $A = A' = 0$ )

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,9\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1; A_2; \dots; A_{min}\} \end{cases}$$

- **Combinaison de 1<sup>er</sup> genre**

a)  $N_{\max} = 80.43 \text{ KN}$  ;  $M_{\text{cor}} = 13.27 \text{ KN.m}$ .

- ✓ **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{13.27}{80.43} = 0.164 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 80.43 \left( 0.575 - \frac{0.60}{2} + 0.164 \right) = 35.30 \text{ KN.m.}$$

- ✓ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \Rightarrow \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times 14.17 \times 0.60 \times 0.60 \\ M_u \leq 80.43 \times 0.575 \left( 1 - 0,514 \frac{80.43}{600 \times 600 \times 18.48} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 80.43 \text{ KN} < 53887.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 35.30 \text{ KNt.m} < 45.94 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_1 = A_1' = 0$ ).

b)  $N_{\min} = 3381.85 \text{ KN.m}$  ;  $M_{\text{cor}} = 56.27 \text{ KN.m}$ .

- ✓ **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{56.27}{3381.85} = 0.016 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 3381.85 \left( 0.575 - \frac{0.60}{2} + 0.016 \right) = 984.11 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \Rightarrow \begin{cases} N_u = 53887.6 \text{ KN.} \\ M_u = 1414.38 \text{ KN.} \end{cases} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 3381.85 \text{ KN} < 53887.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 984.11 \text{ KN.m} < 1414.38 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_2 = A_2' = 0$ ).

c)  $N_{\text{cor}} = 642.66 \text{ KN}$  ;  $M_{\max} = 246.58 \text{ KN.m}$

- ✓ **Détermination du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{246.58}{642.66} = 0.38$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 642.66 \left( 0.405 - \frac{0.60}{2} + 0.38 \right) = 420.94 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification si la section est surabondante :**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u d \left( 1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 53887.6 \text{ KN.} \\ M_u = 450.340. \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 642.66 \text{ KN} < 53887.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 420.88 \text{ KN.m} < 450.34 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3 = A_3' = 0$ ).

**Section adoptée :**  $A_{min} = 0,009 \times 60 \times 60 = 32.4 \text{ cm}^2$

$A_{adoptée} = \max (A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{min \text{ RPA}})$

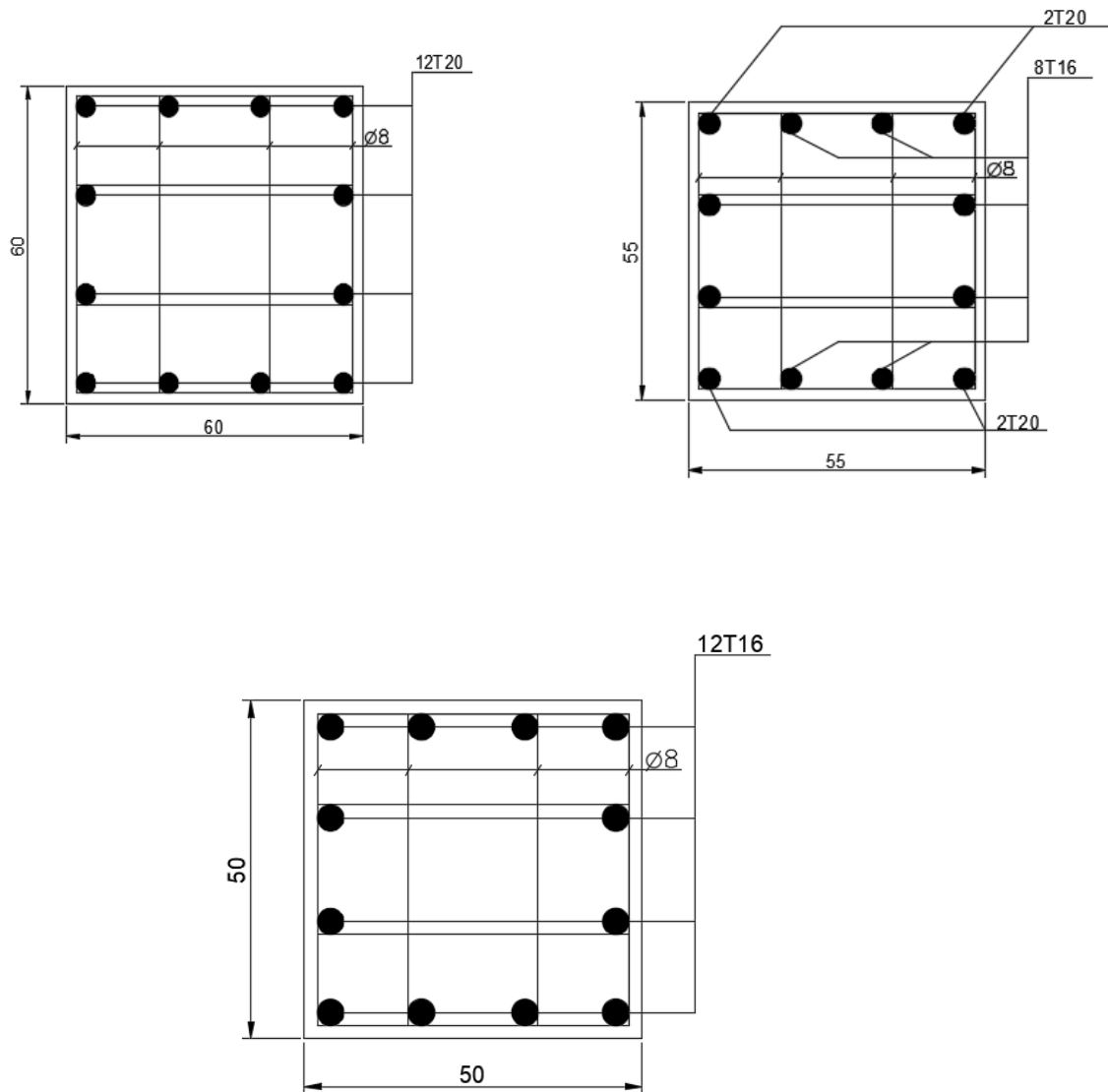
$A_{adoptée} = \max (0 ; 0 ; 0 ; 32.4) = 32.4 \text{ cm}^2$

On adopte : **12T20** ; soit une section de  $37.7 \text{ cm}^2$ .

Le tableau récapitulatif qui suit reporte, d'une part, les résultats de calcul pour le poteau type 1 ainsi que les autres types

Niveaux	Combe	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre				A adoptée [cm <sup>2</sup> ]
		Nu [KN]	Mu [KN.m]	Acal [cm <sup>2</sup> ]	NACC [KN]	MACC [KN.m]	Asl [cm <sup>2</sup> ]	Amin [cm <sup>2</sup> ]	
Type 1 (60×60) Cm <sup>2</sup>	A	80.43	13.27	0	1698.98	24.13	0	32.4	12T20 = 37.70
	B	3381.85	56.27	0	2662.92	18.28	0		
	C	642.66	246.58	0	183.68	189.89	0		
Type 2 (55×55) Cm <sup>2</sup>	A	4.29	33.58	0	1120.58	13.68	0	27.22	4T20+8T16 =28.65
	B	2901.74	62.78	0	2154.43	16.53	0		
	C	876.08	193.44	0	313.78	188.62	0		
Type 3 (50×50) Cm <sup>2</sup>	A	8.77	18.80	0	269.41	17.16	0	22.5	12T16 =24.13
	B	1632.25	26.67	0	1222.68	49.47	0		
	C	148.01	169	0	106.01	149.34	0		

**Tableau VI.8 :** Ferrailage des poteaux



Figures VI.5 : Ferrailage de sections carrées des poteaux.

#### VI.4.4.1. Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (60 x 60 cm<sup>2</sup>).

$$T = 104.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{104.23 \times 10}{60 \times 57.5} = 0.30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

**VI.4.4.2. Calcul des armatures transversales :**

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

**a) Le diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

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.

**b) L'espacement :**

D'après le RPA 99/2003, on a :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

**c) Calcul de l'élançement géométrique :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7L_0}{b} = \frac{0.7 \times 3.74}{0.60} = 4.36 > 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3.75 \times 104.23 \times 10^3}{60 \times 235 \times 10^2} = 4.15 \text{ cm}^2$$

**d) Quantité d'armatures transversales minimales :**

La valeur de  $(A_t/T \times b)$  en % est donné comme suit :

$$3 < (\lambda_g = 4.31) < 5 \rightarrow A_t/T \times b = 0.6\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0.6\% \times 10 \times 60 = 3.60 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0.6\% \times 15 \times 60 = 5.40 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 11\Phi 8 = 5.53 \text{ cm}^2/\text{m} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

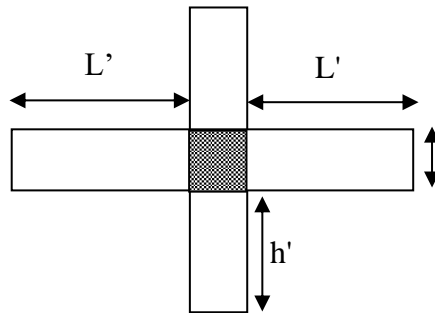
$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0.4 \text{ MPa}\} = 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 1.02 \text{ cm}^2$$

$< 5.53 \text{ cm}^2$  ; Condition vérifiée

f) 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. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \max\left\{\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm}\right\} = \max\{62.33 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}\} = 62 \text{ cm} \\ L' = 2P_0 = 120 \text{ cm} \end{array} \right.$$



Figures VI.6 : La zone nodale

## *Chapitre VII*

### *Ferraillage des voiles*

**VII.1 Introduction :**

Le voile ou 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.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de 3.74m pour tous les étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :  $e = h_e/25 = 374/25 = 14.96 \text{ cm}$ , L'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau « allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considérée comme un voile.

**VII.2 Le système de contreventement :**

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées 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.

**a) Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (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).

**b) Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.



### VII.3 Le 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 :

- $G + Q \pm E$  ; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$  ; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

#### a) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

**N** : effort normal appliqué ;

**V** : distance entre le centre de gravité du

**M** : moment fléchissant appliqué ;

voile et la fibre la plus éloignée ;

**A** : section du voile ;

**I** : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- **Premier cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$  ; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :  $A_{min} = 0,15\% \times a \times L$

- **Deuxième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$  ; 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 :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} ; \text{ On compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :}$$

- Si :  $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$ , on ferraille avec la section minimale ;
- Si :  $A_v > A_{min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

- **Troisième cas :**

( $\sigma_1$  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.

**b) Armatures verticales :**

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA 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  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

**c) 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 du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%.

**d) 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 diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

**e) Armatures de coutures :**

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**VII.4 Ferrailage des voiles type 1 :**

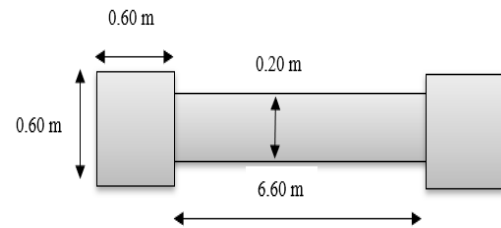
$$A = 1.68 \text{ m}^2$$

$$I = 4.79 \text{ m}^4$$

$$V = 3.90 \text{ m}$$

$$N = 1412.64 \text{ KN}$$

$$M = 32.05 \text{ KN.m}$$

**Figures VII.1 :** Schéma du voile + deux poteaux.**a) Détermination des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1412.64}{1.68} + \frac{32.05 \times 3.90}{4.74} = 866.95 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1412.64}{1.68} - \frac{32.05 \times 3.90}{4.74} = 814.48 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**✓ Ferrailage des voiles type 2 :**

$$A = 1.02 \text{ m}^2$$

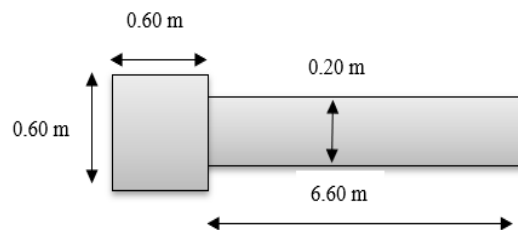
$$I = 0.59 \text{ m}^4$$

$$V = 2.25 \text{ m}$$

$$N = 700.37 \text{ KN}$$

$$M = 12.76 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 5.26 \text{ KN}$$

**Figures VII.2:** Schéma du voile + poteau.**a) Détermination des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{700.37}{1.02} + \frac{12.76 \times 2.25}{0.59} = 735.29 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{700.37}{1.02} - \frac{12.76 \times 2.25}{0.59} = 637.97 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1<sup>er</sup> cas,  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$ , La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L$$

**b) Calcul des armatures verticales :**

D'après le RPA99 (version 2003) on a :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 m :

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1\text{m} \Rightarrow A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2/\text{m}$$

- **Le diamètre :**

$$D \leq h/10 \text{ (mm)} \quad D \leq \frac{a}{10} \text{ (mm)} \Rightarrow D \leq \frac{200}{10} \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte :  $D = 12 \text{ mm}$

**c) Armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 14,96}{400} = 0,00005 \text{ m}^2 = 0,50 \text{ cm}^2$$

**d) Armatures totale :**

$$A_v = A_{min} + A_{vj} = 3 + 0,5 = 3,5 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend le même ferrailage pour les deux types : **4T12 p.ml = 4.52cm<sup>2</sup>/m**

**e) L'espacement :**

Selon le BAEL 91, on a :  $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$ .

Selon le RPA 99/03 :  $S_t \leq \min\{1,5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

Donc :  $S_t \leq \min\{S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de  **$S_t = 25 \text{ cm}$**

**VII.4.1. Vérification à l'ELS :**

**a) Vérification des contrainte de cisaillement :**

- **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14,96 \times 10^2}{20 \times 0,9 \times (374 - 65)} = 0,22 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$  ; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

- **RPA 99/2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 14,96 \times 10^2}{20 \times 0,9 \times (374 - 65)} = 0,31 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$  ; Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

**VII.4.2. Disposition des armatures :**

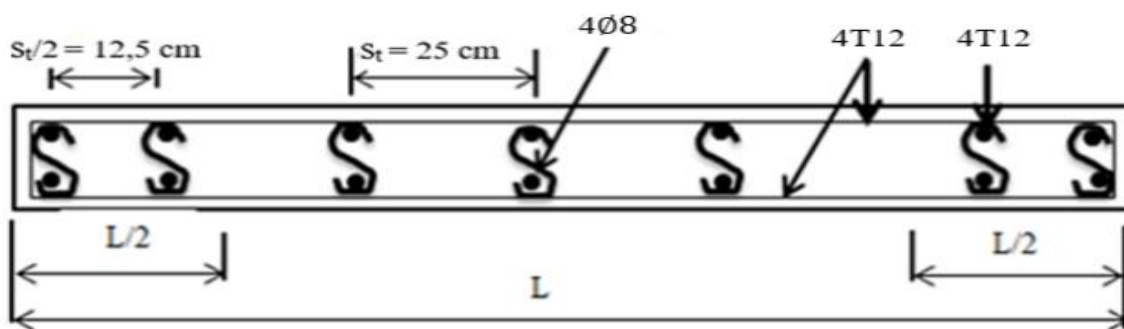
**VII.4.2.1. Armatures verticales :**

- Les arrêts, jonctions et enrobage 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 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de moitié sur

$\frac{1}{10}$  De la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

$$\text{On a : } \begin{cases} S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 12.5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} & \text{Condition vérifiée} \\ L = 660 \text{ cm} \rightarrow \frac{L}{10} = 66 \text{ cm} \end{cases}$$



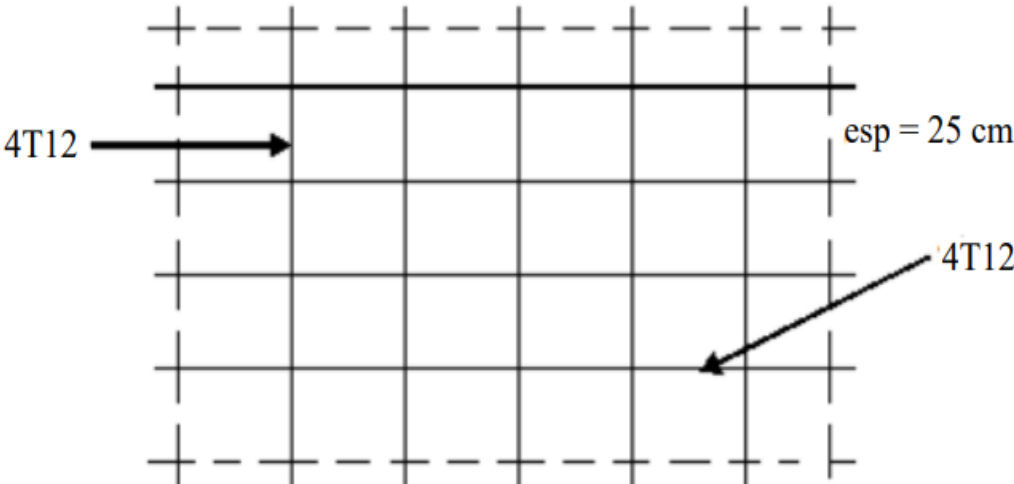
**Figures VII.3 :** Disposition des armatures verticales dans le voile de Type 1 et 2.

#### VII.4.2.2. Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur de  $10\phi$  ;
- 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 :  $S_t \leq \min\{1,5a ; 30 \text{ cm}\}$  ;
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.

#### VII.4.2.3. 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.



Figures VIII.4 : Disposition du ferraillage du voile.

*Chapitre VIII*

*Étude de  
l'infrastructure*

**VIII.1 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.

**VIII.2 Mur de soutènement :**

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.

D'après le RPA 99/2003, le mur de soutènement 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  $40\Phi$  pour le renforcement des angles.

On adopte  $e = 20$  cm, la hauteur du voile périphérique = 3,74 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- $Q$  : surcharge d'exploitation = 1,5 kN/m<sup>2</sup> ;
- $\gamma$  : poids volumique de la terre = 17 kN/m<sup>3</sup> ;
- $\Phi$  : angle de frottement interne du sol = 35° ;
- $Ka$  : coefficient de poussée des terres :  $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a :  $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

**VIII.2.1 Calcul des charges :**

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et encastré à l'autre côté (Poutre)

**a) Poussée des terres :**

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,271 \times 17 \times 3,74 = 1,72 \text{ t/m}$$

**b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :**

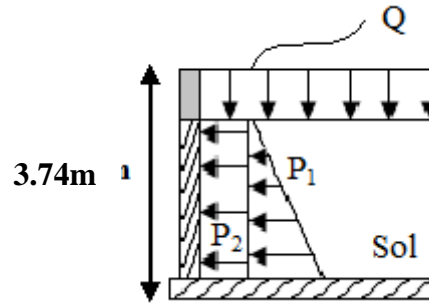
$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,271 \times 1,5 \times 3,74 = 0,15 \text{ t/m}$$

Le diagramme des pressions correspondant à  $p_2$  est alors un rectangle de hauteur  $h$  et de base  $Ka' \cdot \Phi$  et la résultante  $p_2$  passe au milieu de la hauteur du mur.



c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 2.54 \text{ t/m}$$



Figures VIII.1 : Coupe explicative des charges que subit le mur du soutènement.

### VIII.2.2 Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 3.74 - 0.65 = 3.09 \text{ m} \\ L_y = 6.60 - 0.60 = 6 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.51 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0.51 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0951 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0951 \times 2.54 \times 3.09^2 = 2.30 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0.2500 \times 2.30 = 0.57 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 1.95 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.48 \text{ t.m} \end{cases}$$

✓ **Vérification :**

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0.48 \text{ t.m} > 0.14 \text{ t.m}; \text{ condition vérifiée}$$

### VIII.2.3 Calcul du ferrailage :

• **Sens Lx :**

$$M_{tx} = 1.95 \text{ t.m}; b = 100 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{1.95 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0.042 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \beta = 0.979 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.95 \times 10^4}{0.979 \times 18 \times 348} = 3.17 \text{ cm}^2$$

• **Sens Ly :**

$$M_{ty} = 0.48 \text{ t.m}; b = 100 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0.48 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0.01 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \beta = 0.995 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.48 \times 10^4}{0.995 \times 18 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

- **Sens  $L_y$  :**

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0.1\%b \times h = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0.20 = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T12} \rightarrow \mathbf{A_{ty} = 4.52 \text{ cm}^2}$$

- **Sens  $L_x$  :**

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left( \frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left( \frac{3 - 0,51}{2} \right) = 2.49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adoptée}} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 3.17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T12} \rightarrow \mathbf{A_{tx} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

#### VIII.2.4. Les vérifications :

##### a) Vérification de l'effort tranchant :

On a  $\alpha = 0,51 > 0,4$  donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 2.54 \times \frac{3.09}{2 \left(1 + \frac{0.51}{2}\right)} = 3.12 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Leftrightarrow 2.54 \times \frac{3.09}{3} = 2.61 \text{ t} < V_x = 3.12 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 3.12 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{d \times b} = \frac{3.12 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ultime}} = \frac{0,18 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,18 \times 25}{1,5} = 3 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{\text{ultime}} \Leftrightarrow$  La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

##### b) Vérification des contraintes à l'E.L. S :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,51 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0987 \\ \mu_y = 0.3758 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 1.72 + 0.15 = 1.87 t/m$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0.0987 \times 1.78 \times 3.09 = 0.57 t.m \\ M_{0y} = 0.3758 \times 0.57 = 0.21 t.m \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85M_{0x} = 0.48 t.m \\ M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.17 t.m \end{cases}$$

- **Sens Lx :**

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

$$M_{ser} = 0.57 t.m; A_s = 4.52 cm^2$$

- ✓ **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{by^2}{2} + n.A(d-y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 67.8y - 1220.40 = 0 \Rightarrow y = 4.30 cm$$

- ✓ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + n.A_s(d-y)^2 = 15375.61 cm^4$$

- ✓ **Contrainte maximal dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$  :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0.57 \times 10^4}{15375.61} \times 4.30 = 1.59 MPa \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,30 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_{te}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 21} \right) = \min (266,67; 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d-y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d-y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0.57 \times 10^4}{15375.61} \times (18 - 4.30) = 76.18 MPa$$

$$\sigma_s = 76.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée ..}$$

Donc Les armatures à L'E.L.U. R conviennent.

- **Sens Ly :**

$$M_{ser} = 0.211 \text{ t.m}; A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Position de l'axe neuter:**

$$\frac{by^2}{2} + n.A_s(d-y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 47.105y - 847.8 = 0 \Rightarrow y = 3.67 \text{ cm}$$

- ✓ **Moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + n.A_s(d-y)^2 = 11319.62 \text{ cm}^4$$

- ✓ **Contrainte maximal dans le béton comprimée  $\sigma_{bc}$ :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K.y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0.21 \times 10^4}{11319.62} \times 3.67 = 0.68 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 0,18 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6.2,1} \right) = \min (266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

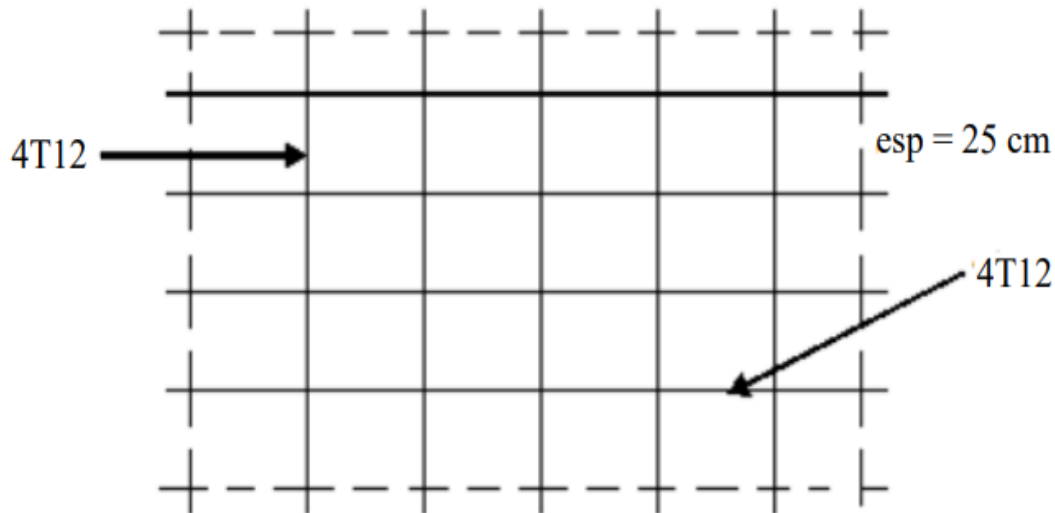
$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0.21 \times 10^4}{11319.62} \times (18 - 3.67) = 39.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 39.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée ..}$$

Donc, les armatures calculées à L'. E.L.U. R convenient.

Mur de soutènement sera ferrailé en deux nappes avec  $4T12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m}$  chacune avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$ .



**Figures VIII.2 :** Disposition du ferrailage de Mur de soutènement.

### VIII.3. Etude des fondations :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 2bars.

Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40cm ;

- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
  1. Dimensionnement à l'ELS ;
  2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;

- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

### VIII.3.1 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées
- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale d'un hôpital ( $S_{semelle}/S_{hôpital} < 50\%$ ).

La surface de la semelle est donnée par :  $S \geq N/\sigma_{sol}$

Avec :

**S** : la surface totale de la semelle ;

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 25269.65 \text{ t} \Rightarrow S = 1263.48 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 18399.55 \text{ t} \Rightarrow S = 919.97 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

#### VIII.3.1.1 Vérification du chevauchement :

La surface de l'hôpital est de :  $S = 2103.76 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{hôpital}} = 60.05 \% > 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise d'hôpital, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

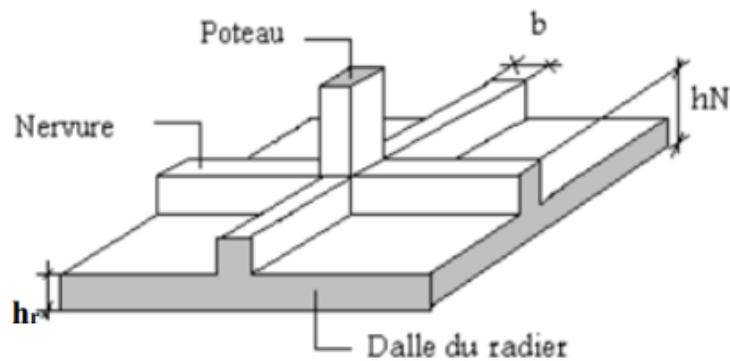
### VIII.3.2 Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui à une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

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 ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol  $\cong$  poids total de la structure).



Figures VIII.3 : Schéma explicatif du radier.

### VIII.3.3 Prédimensionnement du radier :

#### a) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est :  $S_r = 2103.76 \text{ m}^2$

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

#### b) Condition de cisaillement :

$$L = 6.6 \text{ m} = 660 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 6.60 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 26.40 \text{ cm} \leq d \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 30 \text{ cm} \\ h = d + c = 30 + 5 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

#### c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

$V_u$  : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

$b$  : Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{25269.65}{2103.76} = 12.01 \frac{t}{m^2} \\ q_u = 12.01 \times 1 = 12.01 \text{ t.m} \\ V_u = \frac{12.01 \times 6.6}{2} = 39.63 \text{ t} \\ d \geq \frac{39.63 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0.26 \text{ m} \end{array} \right.$$

**d) Choix final :**

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 35 cm,  $h_r = 35 \text{ cm}$ .

**e) 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{9} \leq h_{pl} \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 73.33 \text{ cm} \leq h_{pl} \leq 110 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h_{pl} = 80 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} \\ L : \text{ la longueur maximal d'une poutre de libage, } L = 6.60 \text{ m} \end{array} \right.$$

**f) Vérification des contraintes du sous-sol la charge verticale :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$\begin{aligned} G_{radier} &= \gamma_b \left[ (h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right] \\ &= 2,5[(0.35 \times 2103.76) + (0.8 \times 0.65 \times 1042.61)] = 3196.18 \text{ t} \end{aligned}$$

$$N_{ser}' = G_{radier} + N_{ser}$$

$$N_{ser}' = 3196.18 + 18399.55 = 21595.73 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser}'}{S_r} = 10.26 \text{ t/m}^2 < 20 \frac{t}{m^2}; \text{ Condition vérifiée}$$

**g) La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre est donnée par :  $L_e = \sqrt[4]{4EI/K \times b}$

$$\mathbf{I} : \text{ inertie de la poutre : } I = \frac{bh^3}{12} = 0.027 \text{ m}^4$$

$$\mathbf{E} : \text{ Module d'élasticité du béton, } E = 3216419 \text{ t/m}^2.$$

$$\mathbf{b} : \text{ Largeur de la poutre } b=0,45 \text{ m.}$$



**K** : Coefficient de raideur du sol  $K = 500 \text{ t/m}^3$  ;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0.027}{500 \times 0.65}} = 5.71 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6.60 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8.96 \text{ m} ; \text{Condition vérifiée}$$

$L_{max}$  : Longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

**h) Evaluation des charges pour le calcul du radier :**

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}'}{S_r} = \frac{21595.73}{2103.76} = 10.26 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2.5 \times 0.8 = 2 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 8.26 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en «  $\text{m}^2$  » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 8.26 \text{ t/m}^2$$

**i) Vérifications diverses :**

**i.1) Vérification de l'effet de surpression :**

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante :  $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$ .

$\gamma_w$  : Densité de l'eau ;

**Z** : Hauteur de la partie immergée = 3,06 m ;

$f_s$  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1,5 \times 2103.76 \times 3.74 = 11802.09 \text{ t}$$

$$\rightarrow N_u = 25269.65 \text{ t} > 11802.09 \text{ t} ; \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.3.4 Ferrailage du radier :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

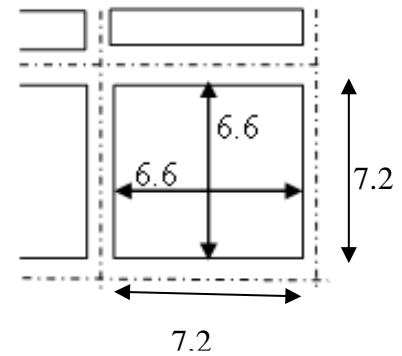
**VIII.3.4.1 Méthode de calcul :**

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles se calculent pour

Une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée :  $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée :  $M_{0y} = \mu_y \times M_x$



**Figures VIII.4 :** panneau de rive

Tel que :

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : sont des coefficients fonction de  $\alpha$  et  $\nu$  (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Moment en travée :  $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis :  $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

**VIII.3.4.2 Evaluation des charges :**

$$\begin{cases} Nu' = 1.35 \text{Gradier} + Nu = 1.35 \times 3196.18 + 25269.65 = 29584.49 \text{ t} \\ q_u = \frac{Nu'}{S_r} = \frac{29584.49}{2103.76} \times 1 = 14.06 \text{ t/m} \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}'}{S_r} = \frac{21595.73}{2103.76} \times 1 = 10.26 \text{ t/m} \end{cases}$$

## VIII.3.4.3 Calcul du ferrailage :

## a) Détermination des efforts :

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$										
L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	$\alpha$	Sens-x				Sens-y			
			$\mu_x$	$M_0$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$M_a$ (t.m)	$\mu_y$	$M_0$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$M_a$ (t.m)
6.60	6.60	1.0	0.0368	22.53	19.15	Rive= 7.88	1.0000	22.53	19.15	Rive= 7.88
Les efforts à l'ELS $\nu = 0.2$										
L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	$\alpha$	Sens-x				Sens-y			
			$\mu_x$	$M_0$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$M_a$ (t.m)	$\mu_y$	$M_0$ (t.m)	$M_t$ (t.m)	$M_a$ (t.m)
6.60	6.60	1.0	0.0441	19.70	16.74	Rive= 6.89	1.0000	19.70	16.74	Rive= 6.89

Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

## b) Calcul des armatures :

• Suivant  $L_x$ 

## 1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.15 \times 10^4}{100 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.136 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.136 \rightarrow \beta = 0.927 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19.15 \times 10^4}{0.927 \times 31.5 \times 348} = 18.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : **6T20** = 20.10 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 17 cm.

## 2. Sur appuis :

Rive :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.88 \times 10^4}{100 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.056 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.056 \rightarrow \beta = 0.971 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.88 \times 10^4}{0.971 \times 31.5 \times 348} = 7.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : **5T14** = 10.05 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 20 cm.

- **Suivant  $L_y$**

### 3. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19.15 \times 10^4}{100 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.136 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0.136 \rightarrow \beta = 0.927$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19.15 \times 10^4}{0.927 \times 31.5 \times 348} = 18.84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : **6T20** = 20.10 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 17 cm.

### 4. Sur appuis :

#### Rive :

$$\mu\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.88 \times 10^4}{100 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.056 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0.056 \rightarrow \beta = 0.971$  ;  $\beta$  est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.88 \times 10^4}{0.971 \times 31.5 \times 348} = 7.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte : **5T14** = 10.05 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 20 cm.

### c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- **Sens y :**

$$A_y = 18.84 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 8 \times 0.35 = 2.8 \text{ cm} ; \text{Pour Fe400 ; Condition vérifiée}$$

- **Sens x :**

$$A_x = 18.84 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

### d) Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{Condition vérifiée}$$

### e) Disposition du ferrailage :

Arrêt des barres :

$$L1 = \max \left\{ \begin{array}{l} ls \\ \lambda s \cdot lx \end{array} \right. \quad \text{et} \quad L2 = \max \left\{ \begin{array}{l} ls \\ \frac{l1}{2} \end{array} \right.$$

Avec (ls) est la longueur de scellement droit donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\varphi \cdot fe}{4\tau_{su}}$$

Où ( $\phi$ ) est le diamètre de la barre, et ( $\tau_{su}$ ) est la contrainte d'adhérence ultime donnée par la formule suivante :

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s \cdot f_{tj}$$

Avec  $\psi_s$  est le coefficient de scellement exprimé par :

$$\psi_s = \begin{cases} 1 & \text{pour les barres R. L.} \\ 1,5 & \text{pour les barres H. A.} \end{cases}$$

Comme :  $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$  (Voir chapitre I).

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

Pour une barre de 2 cm de diamètre :

$$l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,83} = 70,67 \text{ cm}$$

$$\lambda_s = 0,05 + 0,3 \frac{M_{ox}}{M_{ox}} = 0,05 + 0,3 \left( \frac{0,5 M_{ox}}{M_{ox}} \right) = 0,2$$

$$L1 = 132 \text{ cm} \rightarrow \max \begin{cases} l_s = 70,76 \text{ cm} \\ \lambda_s \cdot l_x = 0,2 \times 660 = 132 \text{ cm} \end{cases}$$

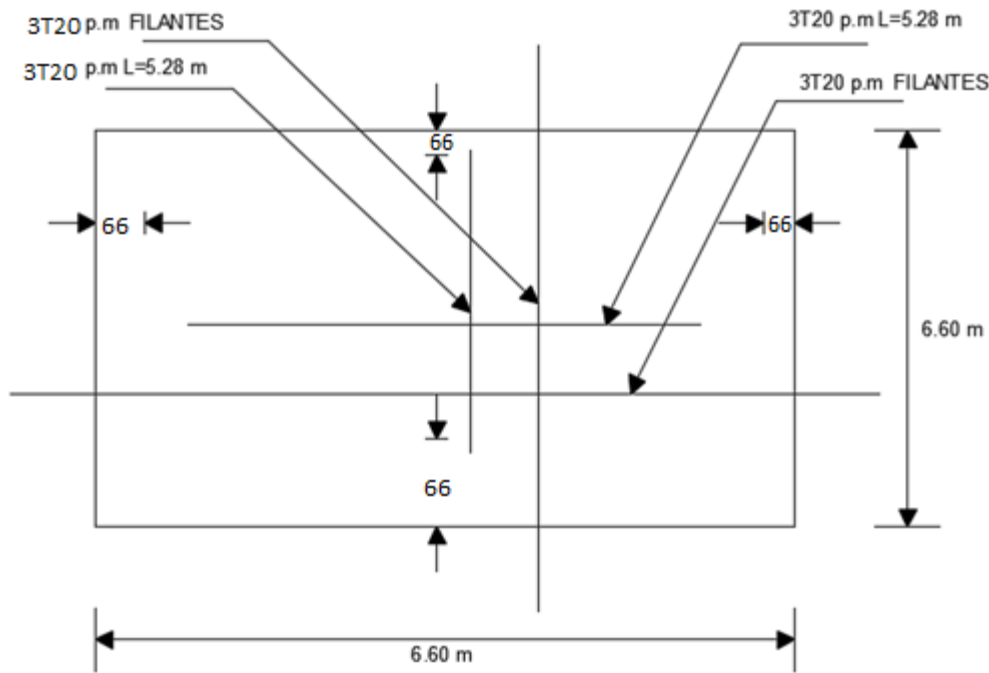
$$L2 = 66 \text{ cm} \rightarrow \max \begin{cases} l_s = 42,4 \text{ cm} \\ \frac{l_1}{2} = \frac{132}{2} = 66 \text{ cm} \end{cases}$$

✓ **Arrêt des barres en travée dans les deux sens :**

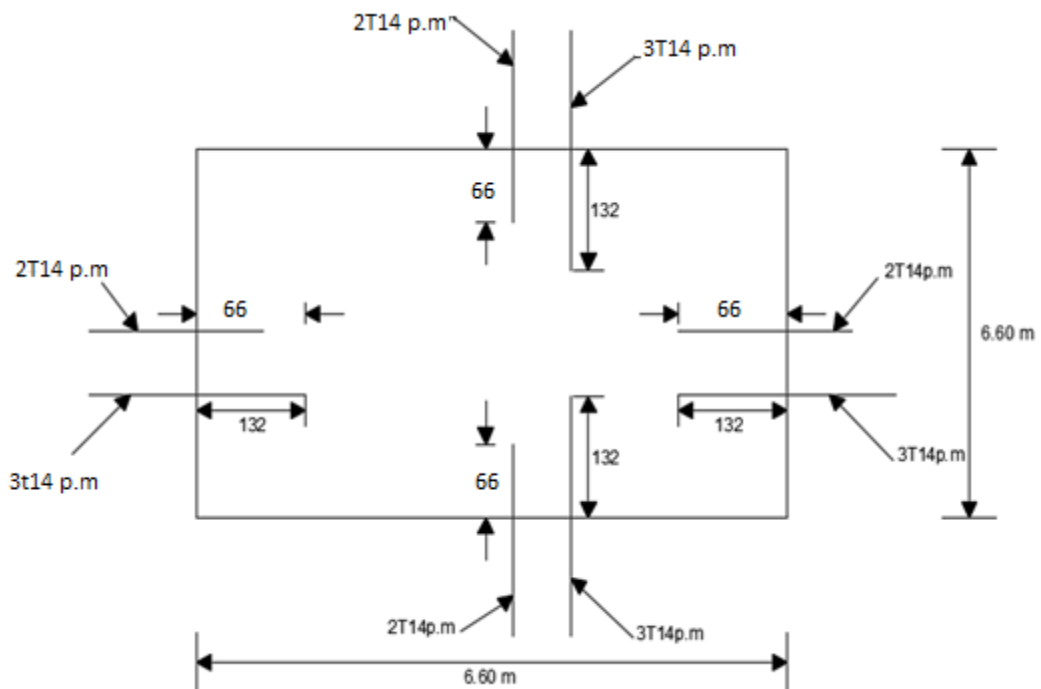
Les armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieure à  $L_x / 10$  de la portée :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{660}{10} = 66 \text{ cm}$$

✓ Exemple de disposition de ferrailage du panneau calculé :



Figures VIII.5 : Armatures supérieures (en travée).



Figures VIII.6 : Armatures inférieures (sur appuis).

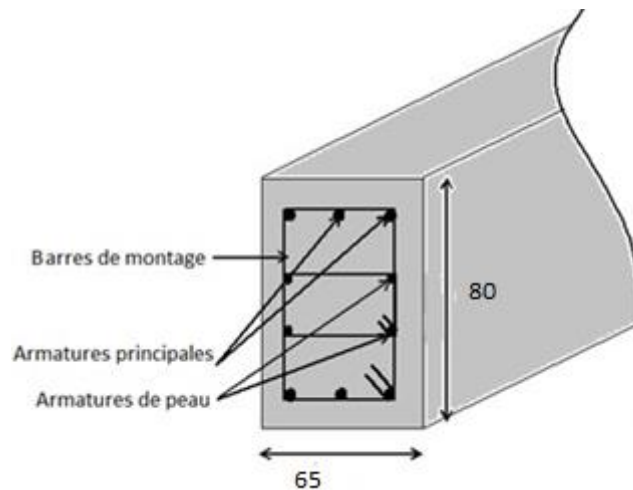
### VIII.3.4.4 Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport  $\alpha = L_x / L_y$  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.

#### ✓ Les armatures de peau :

Selon le **BAEL 91** la hauteur de l'âme de la poutre :  $h_a > 2(80 - 0,1f_e) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas  $h_{pl} = 80 \text{ cm}$  vu qu'il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).



**Figures VIII.7 :** Schéma représentant la poutre de libage

pour une poutre de section  $(0.65 \times 0.8) \text{ m}^2$ , on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(bpl + hpl) = 3 \times 2(0,65 + 0,8) = 8,7 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

On prend : **4T20 = 12,57 cm<sup>2</sup>**

#### a) Sens longitudinale (Y) :

##### a.1) Calcul de Q' :

**Q** : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{Q}{2} \left[ \left( 1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x1} + \left( 1 - \frac{L^2_{x2}}{3L^2_{y2}} \right) L_{x2} \right] \\ = \frac{8.26}{2} \left[ \left( 1 - \frac{3.30^2}{3 \times 6.60^2} \right) 3.30 + \left( 1 - \frac{3.30^2}{3 \times 6.60^2} \right) 3.30 \right] \\ Q' = 24.98 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{24.98 \times 6.60^2}{8} = 136.01 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

### a.2) Calcul du ferrillage :

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 115.60 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{115.60 \times 10^4}{65 \times 72^2 \times 14.17} = 0.242 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0.859 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{115.60 \times 10^4}{0.859 \times 72 \times 348} = 53.70 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{ier} \text{ lit : } 5T25 \\ 2^{ème} \text{ lit : } 5T20 \rightarrow A = 55.96 \text{ cm}^2 \\ 3^{ème} \text{ lit : } 5T20 \end{cases}$$

- **Sur appui :**

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0.5 \times M_0 = 68$	$= 0.35 \times M_0 = 47.60$
$\mu \rightarrow \beta$	$0.142 \rightarrow 0.923$	$0.099 \rightarrow 0.9475$
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	29.40	20.05
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	5T20 (fil) + 5T20 (chap) = 31.42	5T16 (fil) + 5T16 (chap) = 20.10

**Tableau VIII.2 :** Ferrillage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal

### b) Sens transversale

#### b.1) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 8.26 \times 3.3 = 18.17 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times L^2}{8} = \frac{18.17 \times 6.6^2}{8} = 98.93 \text{ t.m} \end{array} \right.$$



**b.2) Calcul du ferrailage :**

- **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 84.09 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{84.09 \times 10^4}{65 \times 72^2 \times 14,17} = 0.176 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0.902 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{106.90 \times 10^4}{0.902 \times 72 \times 348} = 37.20 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \end{array} \right.$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : } 5T20 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : } 5T20 \rightarrow A = 41.47 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : } 5T16 \end{cases}$$

- **Sur appui :**

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0.5 \times M_0 = 49.46$	$= 0.35 \times M_0 = 34.62$
$\mu \rightarrow \beta$	0.103 → 0.9455	0.072 → 0.963
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	20.87	14.34
$A_{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	5T16 (fil) + 5T20 (chap) = 25.76	5T14(fil) + 5T14(chap) = 15.4

**Tableau VIII. 3 :** Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversal.

**a) Contrainte de cisaillement :**

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{8.26 \times 6.60}{2} = 27.25 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{27.25}{0.65 \times 0.72 \times 100} = 0.58 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0.58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**b) Diamètre :**

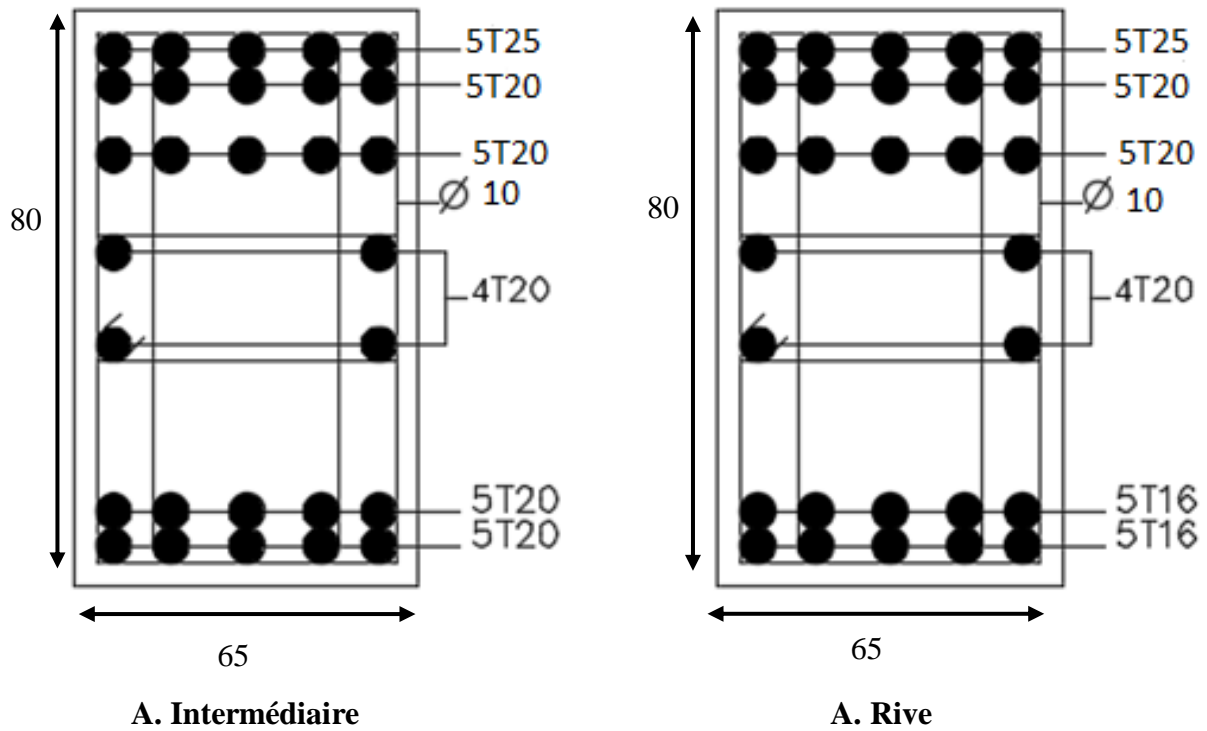
$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 22.85 ; 12 ; 65 \} = 12 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

**c) Espacement :**

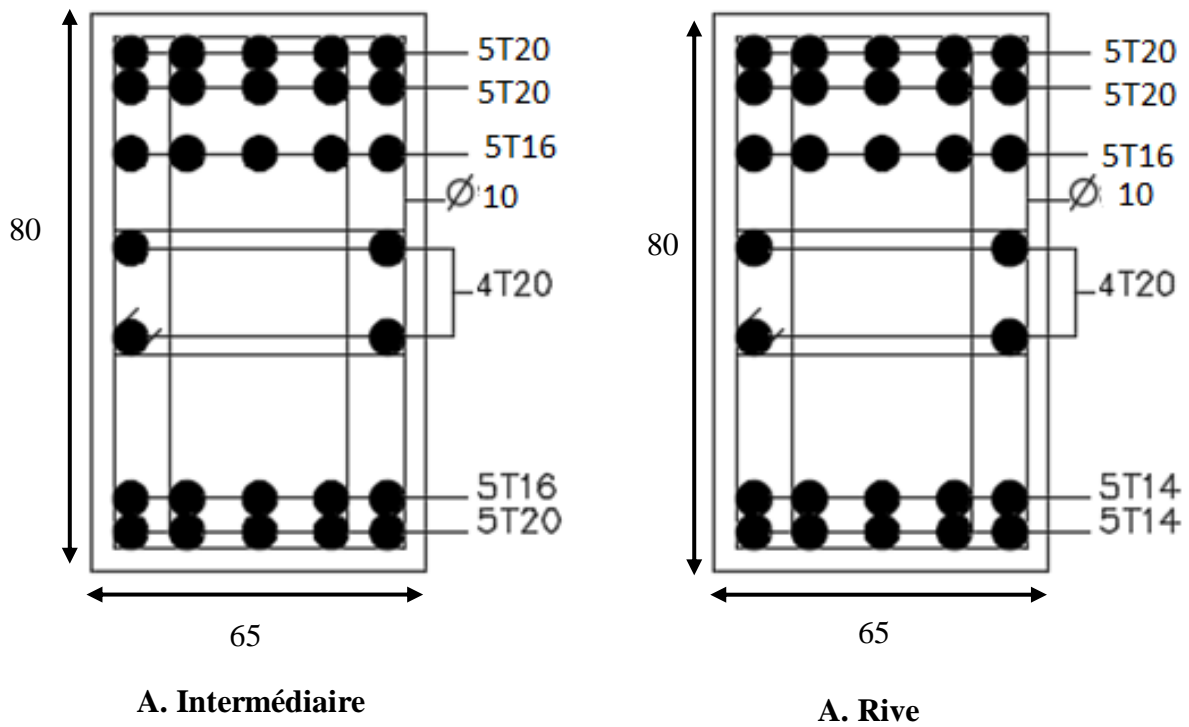
$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 20 ; 14.4 \} = 14.4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit  $A_t = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow 1.28 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifié.}$$



Figures VIII.8 : Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens longitudinal



Figures VIII.9: Ferrailage de la poutre sur appuis suivant le sens transversal

*Conclusion  
générale*

**Conclusion générale :**

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de nous insérer dans la vie active, cette étude nous a été une bonne occasion d'améliorer nos connaissances théoriques de la conception acquises pendant notre cursus de formation en licence et en master. Il nous permet aussi d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul notamment ETABS. Aussi, d'acquérir une certaine expérience qui constitue un atout non négligeable dans l'accomplissement de la mission qui nous attend sur le terrain.

Ce projet de fin d'études nous a permis d'appliquer nos connaissances théoriques acquises pendant notre cursus universitaire et de prendre conscience des différents règlements en vigueur en procédant à leur application sur un cas réel.

Cette petite expérience acquise nous a incité non seulement à connaître toutes les étapes pour l'étude d'un bâtiment, mais aussi à utiliser de nouvelles méthodes conçues dans le domaine du Génie civil.

Ce mémoire nous a aussi permis de savoir que l'élaboration d'un projet ne doit pas être seulement basée sur le calcul théorique, mais aussi sur la concordance et la cohérence avec le côté pratique et de prendre conscience que l'ingénieur n'est pas le seul acteur d'un projet de construction. Il fait partie d'une équipe constituée de l'architecte, le topographe, et Les techniciens chargés du suivi.

Enfin, ce qu'il faut bien retenir, c'est de bien concevoir avant de passer aux calculs.

*Références  
bibliographiques*

## **Bibliographies**

### **Livres et règlements :**

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version (2003).
- DTU BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées (1999).
- Document technique réglementaire : DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation (1988).

### **Mémoire :**

- Etude d'un hôpital en béton armé implanté à Alger.
- Etude d'un bâtiment à usage d'habitation en (R+8) implanté à Tissemsilt.
- Etude d'un bâtiment en béton armé R+6 avec Sous-sol à usage multiple.
- Etude d'un hôtel avec piscine en béton armé implanté à Tlemcen.

### **Cours :**

- Polycopié, Béton armé (Mr : MIMOUNI MOHAMED) 1er Année Master (2017/2018), Université de Tiaret.

### **Logiciels :**

- Logiciel d'analyse des structures ETABS 9.6.
- Autodesk AutoCAD 2019
- SOCOTEC
- RDM 6