



Faculty of Sciences and Technology

Civil Engineering Department

N° d'ordre : M2.../GC/2024

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : Structure

### Thème

Etude d'un tour en béton armé  
R+8 étages avec sous sol

Présenté par :

BENDANI Senouci

BEKADDOUR BENATIA Ali

Soutenu le 26/06/2024 devant le jury composé de :

Président : M ZELMAT YASSINE

Université de Mostaganem

Encadrant : M AYAD TAYEB

Université de Mostaganem

Examineur : M REZIGUA AHMED

Université de Mostaganem

# Sommaire

## Chapitre I : Présentation de la technique coffrage tunnel

I.1- Historique.....	02
I.2- Le coffrage tunnel .....	03
I.2.1- Définition.....	03
I.2.2- Les accessoires du coffrage tunnel.....	03
I.2.3- Etapes d'exécutions.....	06
I.2.4- Domaine d'application .....	12

## Chapitre II : Présentation de projet

II.1- Présentation du projet.....	14
II.2- Caractéristiques mécanique des matériaux .....	18

## Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments résistant

III.1- Introduction.....	30
III.2- Pré dimensionnement des planchers.....	30
III.3- Descente de charges.....	32
III.4- Pré dimensionnement des voiles.....	33

## Chapitre IV : Etude des planchers

IV.1- Introduction.....	36
IV.2- Principe de calcul.....	36
IV.3- Hypothèses de calcul.....	37
IV.4- Les étapes de calcul.....	40

IV.4.1-Distribution des panneaux de dalle sur le plan.....	40
IV.4.2- Établir le mode d'encastrement de chaque panneau .....	41
IV.4.3- calcul de l'enrobage .....	42
IV.4.4- calcul des sollicitations.....	43
IV.4.5- détermination des armatures .....	49
IV.4.6- Vérification des contraintes.....	62
IV.4.7- Vérification de la flèche .....	63

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

V.1- Etudes des escaliers.....	66
V.1.1- Définition .....	66
V.1.2- Pré-dimensionnement .....	68
V.1.3-Descente des charges des escaliers.....	69
V.1.4- Les combinaisons d'action escalier.....	70
V.1.5- Calcul du 1 <sup>er</sup> type d'escalier.....	71
V.1.6- Calcul du 2 <sup>ème</sup> type d'escalier.....	76
V.2- L'acrotère .....	81
V.2.1- Définition .....	81
V.2.2- Calcul des sollicitations .....	81
V.2.3- Détermination de la section des armatures .....	83
V.2.3- Ferrailage des armatures.....	84

## **Chapitre VI : Etude sismique**

VI.1- Introduction.....	88
VI.2- Etude sismique .....	88
VI.2.1- Condition d'application pour chaque méthode.....	88
VI.2.2- choix de la méthode de calcul.....	89
VI.2.3- Présentation du logiciel ETABS .....	90

VI.2.4- Principe de la méthode statique équivalente.....	90
VI.2.5- Application de la méthode .....	90
VI.2.6- Vérification de la condition des résultantes des forces sismiques.....	94
VI.2.7- Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale .....	94
VI.2.8- Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis.....	95
VI.2.9- Nombre de modes à considérer.....	95
VI.2.10- Modélisation .....	96
VI.2.11- Résultats de l'analyse .....	97

## **Chapitre VII : Etude des voiles**

VII.1-Introduction.....	106
VII.2- Principe.....	106
VII.3- Réglementation .....	107
VII.4- Ferrailage des voiles.....	108
VII.5- Règles communes .....	109
VII.6- Calcul du ferrailage des voiles.....	110

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

VIII.1- Introduction.....	122
VIII.2- Définition .....	122
VIII.3- Etude du voile périphérique.....	122
VIII.4- Semelle filante .....	124
VIII.5- Etude du radier.....	125
VIII.5.1- Généralité .....	125
VIII.5.2- Pré-dimensionnement du radier .....	126

VIII.6- Pré-dimensionnement des poutres.....	129
VIII.7- Ferrailage du débordement .....	141
VIII.8- ferrailage des poutres .....	142

# PRINCIPE ET NOTATION

## 1 – Principes :

### 1.1 – Majuscules romaines :

Elles désignent les actions, sollicitations, forces, armatures, des grandeurs géométriques à l'exception des longueurs, les modules de déformations et, d'élasticité.

### 1.2 – Minuscules romaines :

Elles désignent les longueurs et les quantités géométriques ayant la dimension d'une longueur, les densités de forces réparties, les résistances et, certains coefficients.

### 1.3 – Majuscules grecques :

Elles ne sont employées que dans quelques cas consacrés par l'usage.

### 1.4 – Minuscules grecques :

Elles désignent les contraintes, les grandeurs réduites (sans dimension) telles que les certains coefficients.

### 1.5 – Indices:

Ils sont employés pour distinguer des grandeurs de même nature représentable par le même symbole mais se rapportant à des matériaux, à des âges ou à des rôles mécaniques différents ; les indices sont constitués, sauf exception, par une ou plusieurs minuscules romaines ou une majuscule romaine éventuellement suivie de minuscules ou de chiffres ; un indice ou une suite d'indices peuvent être omis dans le but d'alléger l'écriture s'il ne risque pas d'en résulter de confusion.

## 2 – Notations :

### 2.1 – Majuscules romaines :

**A** : coefficient d'accélération de zone

**Aa** : section d'armature en appui

**Ac** : section d'armature de couture

**Ad** : section d'armature diagonale

**A<sub>fc</sub>** : section d'armature de flexion composée

**A<sub>fs</sub>** : section d'armature de flexion simple

**A<sub>l</sub>** : section d'armature longitudinale

**A'<sub>l</sub>** : section d'armature longitudinale comprimée

**A<sub>min</sub>** : section d'armature minimale déterminée par les règles

**Ap** : section d'armature principale

**Ar** : section d'armature de répartition

**As** : section d'armature principale ou tendue

**A<sub>ser</sub>** : section d'armature d'état limite de service

**At** : section d'armature de travée ou transversale

**A<sub>u</sub>** : section d'armature d'état limite ultime de résistance

**A<sub>x</sub>** : section d'armature du sens x-x

**A<sub>y</sub>** : section d'armature du sens y-y

**A'** : section d'armature comprimée

**A<sub>1</sub>** : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

**A<sub>2</sub>** : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

**Bc** : section du béton comprimé

**Br** : section réduite du béton

**Ce** : coefficient de pression dû à une action extérieure

**Ci** : coefficient de pression dû à une action intérieure

**Cp** : facteur de force horizontale

**Cs** : coefficient de sécurité

**Cr** : charge de rupture  
**Crn** : charge de rupture minimale nécessaire  
**D** : coefficient d'amplification dynamique  
**E** : module de déformation longitudinale  
**Eij** : module de déformation longitudinale instantanée  
**Eiv** : module de déformation longitudinale différée  
**FA** : action accidentelle  
**Fp** : force horizontale agissant sur un élément non structural  
**G** : action permanente  
**G<sub>max</sub>** : action permanente défavorable  
**G<sub>min</sub>** : action permanente favorable  
**H** : hauteur  
**HA** : armature à haute adhérence  
**Hs** : hauteur du sommet de la structure  
**I** : moment d'inertie  
**If** : moment d'inertie fictif  
**J** : action permanente avant mise en place des cloisons  
**K** : coefficient empirique sans dimension dit coefficient de Ritter-Mörsch  
**Ks** : coefficient de site  
**Ki** : coefficient correcteur sans dimension  
**Km** : coefficient correcteur sans dimension  
**K'** : coefficient de balancement sans dimension  
**L** : longueur  
**Le** : longueur en élévation  
**Ln** : entre-axes des nervures  
**Lp** : longueur en plan  
**M** : moment fléchissant  
**Ma** : moment fléchissant en appui  
**Mc** : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console  
**Md** : moment fléchissant de la droite  
**Me** : masse du câble ; moment au centre de la section  
**Mf** : moment fléchissant totale  
**Mg** : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps  
**Mj** : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons  
**M<sub>l</sub>** : masse linéaire  
**Mm** : moment fléchissant de la marche  
**Mp** : moment fléchissant totale ; ou dû à la charge d'exploitation seulement  
**Mq** : moment fléchissant sous une charge variable  
**Mr** : moment fléchissant dû aux revêtements  
**M<sub>ser</sub>** : moment fléchissant d'état limite de service  
**Mt** : moment fléchissant de travée  
**M<sub>t0</sub>** : moment de torsion à l'extrémité du limon  
**M<sub>u</sub>** : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance  
**Mw** : moment fléchissant de la gauche  
**Mx** : moment fléchissant du sens x-x  
**My** : moment fléchissant du sens y-y  
**M'<sub>t0</sub>** : moment de torsion aux appuis du limon  
**M'<sub>0</sub>** : moment de flexion aux appuis du limon

**$M_0$**  : moment de flexion aux extrémités du limon ; moment de flexion d'une poutre simplement appuyée  
 **$M_1$**  : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud  
 **$M_2$**  : coefficient de Pigeaud  
 **$M_{22}$**  : moment suivant le sens 2-2  
 **$M_{33}$**  : moment suivant le sens 3-3  
 **$N$**  : effort normal  
 **$N_e$**  : effort normal au centre de la section  
 **$N_{pl}$**  : effort normal dû au poids des planchers  
 **$N_{pp}$**  : effort normal dû au poids des poutres principales  
 **$N_{ps}$**  : effort normal dû au poids des poutres secondaires  
 **$N_{ser}$**  : effort normal d'état limite de service  
 **$N_u$**  : effort normal d'état limite ultime de résistance  
 **$P$**  : poids propre ; périmètre  
 **$P_q$**  : pénalités des critères de qualité  
 **$P_r$**  : poids propre du radier  
 **$P_t$**  : poussée des terres  
 **$P'$**  : charge surfacique  
 **$Q$**  : action variable quelconque ; facteur de qualité  
 **$R$**  : rayon ; coefficient de comportement de la structure  
 **$S$**  : surface  
 **$S_a$**  : surface d'une paroi verticale parallèle à a  
 **$S_b$**  : surface d'une paroi verticale parallèle à b  
 **$S_r$**  : surface du radier  
 **$T$**  : effort tranchant, diamètre d'armature longitudinale, moment de torsion  
 **$T_x$**  : période fondamentale dans le sens x-x  
 **$T_y$**  : période fondamentale dans le sens y-y  
 **$U_c$**  : périmètre du contour  
 **$V$**  : action sismique ; effort horizontal  
 **$V_t$**  : effort sismique à la base de la structure  
 **$W$**  : poids total de la structure  
 **$W_p$**  : poids de l'élément en considération.

## 2.2 – Minuscules romaines :

**a** : longueur ; distance ; dimension  
**b** : largeur  
 **$b_0$**  : largeur de la nervure  
 **$b_1$**  : largeur de poteau ou d'ailette  
**c** : enrobage ; course  
**d** : hauteur utile ;  
**e** : excentricité ; espacement  
 **$e_a$**  : excentricité additionnelle  
**f** : flèche  
 **$f_c$**  : contrainte caractéristique du béton à la compression  
 **$f_e$**  : limite élastique d'acier  
 **$f_t$**  : contrainte caractéristique du béton à la traction  
**g** : giron de la marche  
**h** : hauteur  
 **$h_c$**  : hauteur du corps creux  
 **$h_d$**  : hauteur de la dalle



$h_e$  : hauteur libre  
 $h_{moy}$  : hauteur moyenne  
 $h_t$  : hauteur totale  
 $h'$  : hauteur de la zone nodale  
 $h_1$  : hauteur du poteau  
 $i$  : rayon de giration  
 $j$  : nombre des jours  
 $l$  : longueur ; distance  
 $l_f$  : longueur de flambement  
 $l_x$  : la petite dimension du panneau de la dalle  
 $l_y$  : la grande dimension du panneau de la dalle  
 $l'$  : longueur de la zone nodale  
 $l_0$  : longueur libre  
 $q$  : pression dynamique  
 $q_b$  : charge linéaire induite par les marches  
 $q_{eq}$  : charge linéaire équivalente  
 $q_H$  : pression dynamique agissant à la hauteur H  
 $q_e$  : pression dynamique extrême  
 $q_n$  : pression dynamique normale  
 $q_l$  : charge linéaire  
 $q_{ser}$  : charge linéaire d'état limite de service  
 $q_u$  : charge linéaire d'état limite ultime de résistance ; pression dynamique à une hauteur H au-dessus de sol  
 $q_1$  : charge linéaire du palier  
 $q_2$  : charge linéaire de la paillasse  
 $q_{10}$  : pression dynamique à 10 m  
 $r$  : rayon de courbure  
 $s$  : espacement  
 $t$  : espacement ; période  
 $v$  : vitesse du vent  
 $x$  : abscisse  
 $y$  : ordonnée  
 $y_1$  : ordonnée du centre de gravité de la section homogène  
 $z$  : bras de levier

### 2.3 – Minuscules grecques :

$\alpha$  : angle, coefficient sans dimension  
 $\gamma$  : coefficient partiel de sécurité, rapport des moments  
 $\beta$  : coefficient sans dimension, coefficient de pondération  
 $\varepsilon$  : coefficient de réponse  
 $\eta$  : coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement  
 $\theta$  : déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction  
 $\lambda$  : élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions  
 $\mu$  : coefficient sans dimension dit de perméabilité, moment réduit  
 $\nu$  : coefficient de poisson  
 $\rho$  : rapport de deux dimensions, rapport de section d'armature à celle du béton  
 $\sigma$  : contrainte en béton ou en acier

$\tau$  : contrainte tangentielle ou de cisaillement

$\psi$  : coefficient de pondération

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique

$\delta$  : coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

#### 2.4 – Symboles :

$\Delta$  : variation, rapport de deux déplacement horizontales

$\Sigma$  : sommation

$\phi$  : diamètre d'armature transversale ou treillis soudé

$\Omega$  : aire

#### 3 – Unités :

Pour les calculs et sauf indications contraires exceptionnelles, les formules utilisent les unités indiquées dans le tableau suivant ; les résultats doivent être fournis avec les mêmes unités.

Grandeur	Unités à utiliser		Unités autorisées Abréviation
	Nom	Abréviation	
Aire	mètre carré	m <sup>2</sup>	cm, mm
Angle	radian	rd	degré (°)
Contrainte	méga pascal	MPa	N/cm <sup>2</sup> , bars
Force centrée	newton	N	KN, kgf, tf
Force linéaire	newton par mètre	N/m	kg/m
Force surfacique	newton par mètre carré	N/m <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
Force volumique	newton par mètre cube	N/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup> , t/m <sup>3</sup>
Moment d'inertie	mètre puissance quatre	m <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>
Moment d'une force	newton-mètre	Nm	kgm, tm
Poids	kilogramme	kg	t
Temps	seconde	s	jour (j)
Volume	mètre cube	m <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>

---

## **CHAPITRE I :**

### **Présentation de projet et caractéristiques des matériaux**

---

## **I.1. Introduction :**

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

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Dans le cadre de cette étude, on utilisera un logiciel de calcul pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux.

## **I.2. Présentation du projet :**

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à étudier un hôtel (sous-sol + RDC + 8 étage) en béton armé. Cet ouvrage est implanté à la willaya de Mostaganem qui classée selon RPA99/Version 2003 dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa) de groupe d'usage 1B (sous-sol utilisé comme un parking, RDC et tous les étages sont à usage d'habitation.). Le système de contreventement est assuré par des voiles et des portiques.

- **I.3-Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

### **Dimensions en élévation :**

Longueur totale du bâtiment	24,35
Largeur totale du bâtiment	14,20
Hauteur totale du bâtiment (avec L'acrotère)	30,79
Hauteur de sous-sol	3,00
Hauteur de RDC	3,40
Hauteur des étages courants	3,40

### **I.2.3. Règlements et normes utilisés :**

- RPA99/Version 2003 (Règles parasismiques Algériennes)
- CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- DTR BC.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- BAEL91 modifié 99

---

---

## **I.2.4. Conception de la structure :**

### **a. Système de contreventement :**

D'après RPA99/Version 2003 [Art 3.4.A] : classification des systèmes de contreventement selon la structure en béton armé, on adopte un système de contreventement mixte (portiques voiles), dans ce cas les voiles sont des éléments de contreventement disposés dans les deux sens.

### **b. Les planchers :**

On adopte deux types des planchers :

- Plancher en corps creux.
- Plancher en dalle pleine.

### **c. Maçonnerie :**

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

- Mur extérieur : réalisés en doubles cloisons en brique creuse de 15 et 10cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5 cm.
- Mur intérieur : réalisés en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

### **d. L'acrotère :**

L'acrotère est un élément non structural en béton armé, dans notre projet l'acrotère est entouré au niveau de la terrasse inaccessible de dimension 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

### **e. Escaliers :**

Il y a un seul type d'escalier utilisé dans ce projet qui est :

- un escalier à trois volées

### **f. Cage d'ascenseur :**

Un ascenseur est un dispositif mécanique construit pour le transport vertical des personnes entre les étages d'un bâtiment.

L'ascenseur est constitué d'une cage verticale qui guide la cabine et son contrepoids. Un moteur électrique, généralement disposé au sommet de la cage, donne la puissance nécessaire.

Il peut transporter un certain nombre de personnes ou d'objets en fonction de sa taille et du poids maximal qu'il peut supporter.

---

## **g. Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm pour les planchers et les escaliers et les balcons.
- Enduit de plâtre de 2 cm pour les plafonds.
- Mortier de ciment de 2 cm pour les murs extérieurs et intérieurs.

## **I.2.5. Les données du site :**

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par RPA99/Version 2003 comme suite:

- Une zone de sismicité moyen (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.
- Le site est considéré comme est « Site Meuble » (S3).
- Contrainte admissible du sol égale 2.6 bars

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

### **I.3.1. Introduction :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

### **I.3.2. Béton :**

#### **I.3.2.1. définition :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, granulats (sable et gravillons) eau de gâchage et d'adjuvant (éventuellement). Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il présente une très bonne résistance à la compression, par contre il résiste mal à la traction.

#### **I.3.2.2. Dosage du béton :**

On appelle dosage le poids du liant employé pour réaliser 1 mètre cube de béton.

**Tableau I.1 : la composition d'un mètre cube (m3) de béton**

graviers 15/25	Sables 0 /5	Ciment CPJ(CEMII)45	eau
800L	400L	(350Kg)	175L

---

### I.3.2.3. Caractéristiques mécanique du béton :

#### a. Résistance à la compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 d'âge noté «  $f_{c28}$  »). Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$  par :

Pour les résistances :  $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

-pour des résistances  $f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$ :

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

Dans notre ouvrage la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25MPa :

$\Rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa}$



Figure 1 : Epreuve cylindrique en béton

#### b. Résistance à la traction :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

Selon CBA 93 [Art A.2.1.1.2] :

La résistance caractéristique à la traction du béton à "  $j$  " jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par la relation :  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

---

---

### c. Déformation longitudinale du béton :

Selon CBA 93 [Art A.2.1.2.], la déformation longitudinale du béton est définie comme suite :

#### 1) Déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de  $j$  jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égale à :  $E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

#### 2) Déformation différée :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton, sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule suivante :

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

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$

### d. Coefficient de poisson :

Est le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative, le coefficient poisson selon CBA93 [Art A.2.1.3] est pris égale à :

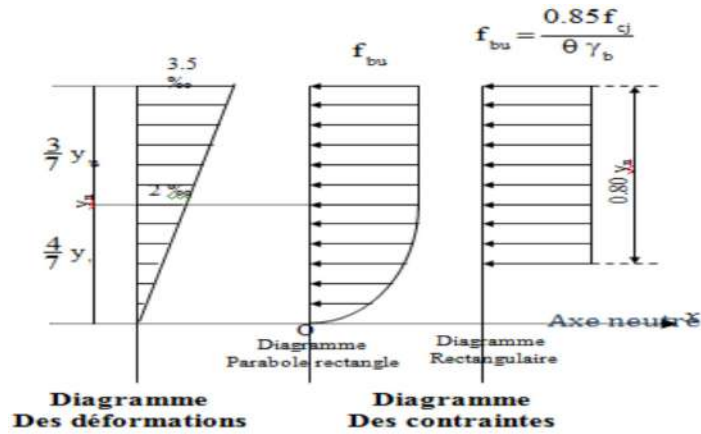
- $\nu = 0.2 \Rightarrow$  pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0 \Rightarrow$  pour le calcul des sollicitations.

#### I.3.2.4. Diagrammes déformations –contraintes de béton C.B.A.93 [A.4.3.4] :

On distingue (figure) :

- Le diagramme « parabole rectangle » ;
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
  - Sa simplicité d'emploi ;
  - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle».





**Notations :**

**$f_{cj}$**  : Résistance caractéristique du béton à j jours ;

**$\gamma_b$**  : Coefficient de sécurité égale 1.5

**$f_{bu}$**  : Contrainte de calcul

Le coefficient  $\theta$  prend les valeurs :

- 1 pour une durée d'application des charges  $> 24h$
- 0.9 Pour  $1h \leq \text{durée} \leq 24h$
- 0.85 Si durée  $< 1h$

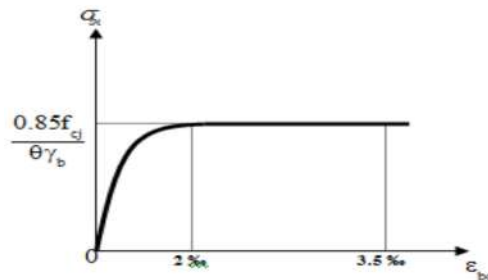
### 1.3.2.5. Contrainte limite de béton :

On a deux états limites :

#### a. Etat limite ultime (ELU):

##### 1) Contrainte ultime de compression :

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole rectangle". Et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme « rectangulaire simplifié ».



**Figure 2:** Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-Déformations du béton Selon BAEL91 [Art 3.3.3] on a:  $f_{bu} = 0.85f_{c28}$

---

Avec :

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton :

$\gamma_b = 1.5 \Rightarrow$  pour les combinaisons courantes.

$\gamma_b = 1.15 \Rightarrow$  pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  : Est en fonction de la durée d'application de la combinaison d'actions considérée :

- $\theta = 1 \Rightarrow$  lorsque :  $t > 24$  h
- $\theta = 0.9 \Rightarrow$  lorsque :  $1h < t < 24$  h
- $\theta = 0.85 \Rightarrow$  lorsque :  $t < 1h$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25$ MPa

$\Rightarrow f_{bu} = 14.16$  MPa (Situation normale).

$\Rightarrow f_{bu} = 18.48$  MPa (Cas accidentelle).

## 2) Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \tau$

La contrainte de cisaillement admissible est calculée selon les cas suivants :

### \* Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\tau^- = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

Pour notre cas :  $f_{c28} = 25$  Mpa

$$\tau^- = \min (0.2 \times 25 / 1.5 ; 5 \text{ MPa}) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

### \* Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau^- = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

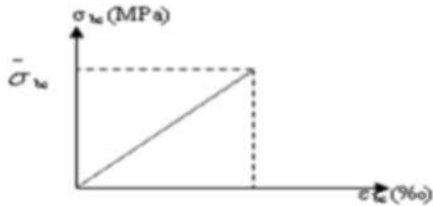
Pour notre cas :  $f_{c28} = 25$  MPa :

$$\tau^- = \min (0.15 \times 25 / 1.5 ; 4 \text{ MPa}) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

---

## b. Etat limite de service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.



**Figure 3:** Diagramme linéaire

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

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

Pour :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$   $\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

### I.3.3. Acier :

L'acier est un alliage constitué principalement de fer et de carbone. Leur rôle est d'absorber

les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Acier doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Acier durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

#### I.3.3.1. Caractéristiques mécaniques de l'acier :

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie  $f_e$

donnée par le tableau suivante :

**Tableau 2:** Valeurs de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

Type	Nuance	$f_e$ (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant. épingles de levage des pièces préfabriquées
	FeE24	235	
Barres HA Type 1 et 2	FeE40	400	Emploi courant.
	FeE50	500	
Fils tréfile HA Type 3	FeTe40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE50	500	
Treillis soudés -lisses -Type 4	TSL	500	Emploi courant
	TSHA	520	

**Remarque :**

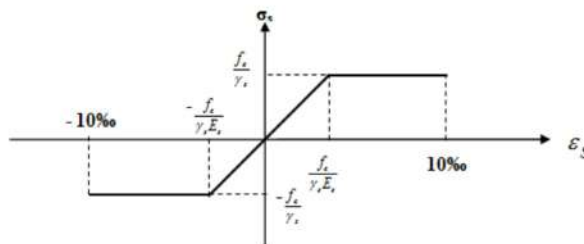
Pour notre bâtiment on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE40, de type 1.

$f_e = 400 \text{ Mpa}$

**I.3.3.2. Contrainte limite de l'acier :**

**a. Etat limite ultime ELU :**

Selon CBA93 [Art A.2.2.2] : le diagramme de déformation  $\epsilon_s$  et contrainte  $\sigma_s$  est conventionnellement défini ci-après :



**Figure 4:** Diagramme contrainte-déformation d'acier

Il est cependant loisible d'utiliser une forme de courbe se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé à condition de se référer à la valeur garantie

---

de la limite d'élasticité  $f_e$ . Et de contrôler la résistance prise en compte pour l'allongement de 10%.

Avec :

La déformation est calculé par :  $\epsilon_s = \sigma_s / E_s$

La contrainte :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

- $E_s$  : le module d'élasticité longitudinale de l'acier, est pris

égale à :  $E_s = 200\,000\text{ MPa}$

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité :

- $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow$  Cas de situations durable ou transitoire.

- $\gamma_s = 1 \Rightarrow$  Cas de situations accidentelles

Pour notre cas :

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 400 / 1.15 = 348\text{ Mpa}$

b. Etat limite de service ELS:

D'après les règles BAEL91, A l'état limite d'ouverture des fissures, la contrainte des armatures est limitée par :

✓ **Fissuration peu nuisible :**

Pas de limitation

✓ **Fissuration préjudiciable :**

---

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

**Pour notre cas :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

✓ **Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

**Pour notre cas :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} \times 400 ; 90 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min (200 \text{ MPa} ; 164.97 \text{ MPa}) = \mathbf{164.97 \text{ MPa}}$$

**Avec :**

- ✓  **$\eta$  : Coefficient de fissuration :**
- ✓  **$\eta = 1$   $\Rightarrow$**  Pour les ronds lisses (RL).
- ✓  **$\eta = 1.6$   $\Rightarrow$**  pour les armatures à haute adhérence (HA).

### **I.3.4. Définition des états- limites:**

Selon BAEL 91 [Art 2.2.3] et [Art 2.4] :

Un état-limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue deux types d'états-limites pour le dimensionnement (armatures et béton) :

#### **I.3.4.1. Etats limites ultime (ELU) :**

Ils mettent en jeu la sécurité des biens et des personnes. Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- ✓ Perte d'équilibre statique.
- ✓ Rupture de section par déformation excessive.
- ✓ Instabilité de forme (flambement).
- ✓ Transformation de la structure en un mécanisme.

---

### Critères de calcul :

- ✓ Déformations relatives (ou courbure) limites.
- ✓ Calcul de type « rupture » avec lois contraintes-déformations des matériaux.

### Hypothèses de calcul :

- ✓ Au cours de la déformation, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions (principe de Navier-Bernoulli).
- ✓ La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ✓ Par adhérence, les déformations relatives de l'acier et du béton au contact sont les mêmes.
- ✓ Le raccourcissement du béton est limité à 3.5 ‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression
- ✓ L'allongement relative de l'acier est limitée à : 10‰.
- ✓ Le dimensionnement à l'état-limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C définis ci-dessous:

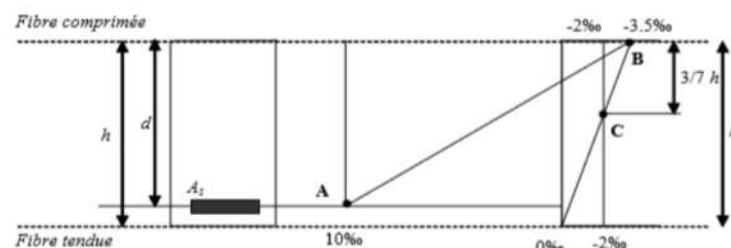


Figure 5: Règle des trois pivots

### I.3.4.2. Etats limites de service (ELS) :

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

- ✓ Ouvertures excessives des fissures.
- ✓ Compression excessive du béton.
- ✓ Déformations excessives des éléments porteurs.
- ✓ Vibrations excessives et/ou inconfortables.
- ✓ Perte d'étanchéité, etc.....

---

---

**Critères de calcul :**

- ✓ Contraintes (ou déformations) limites.
- ✓ Calculs de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence,...).

**a. Hypothèses de calcul :**

- ✓ Au cours de la déformation, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions (principe de Navier-Bernoulli).
- ✓ La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ✓ Par adhérence, les déformations relatives de l'acier et du béton au contact sont les mêmes.
- ✓ En vertu de la loi de Hooke, les contraintes sont proportionnelles aux déformations relatives :

$$\sigma = E_s \cdot \varepsilon = E_s \cdot \Delta L / L$$

On définit le coefficient d'équivalence par la relation :  $\Rightarrow n = E_s / E_b = 15$  (valeur conventionnelle).

**I.3.5. Action et sollicitation :****I.3.5.1. Actions :**

Selon **CBA93 [Art A.3.1]** :

Les actions sont des forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, sismiques, etc,...) et aux déformations imposées (variation de température, tassement d'appui etc, ...).

Pour l'application de ce qui suit, on distingue :

**a. Les actions permanentes :**

Notée  $G_i$ , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite.

**b. Les actions variables :**

Notées  $Q_i$ , dont l'intensité est variée fréquemment et de façon importante dans le temps.

**c. Les actions accidentelles :**

Notée  $FA$  provenant de phénomènes rares (séisme, choc).

Les valeurs des actions ont généralement un caractère nominal.

**I.3.5.2. Sollicitations :**

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant) et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions.



---

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- ✓ À L'états limite ultime : **1.35 G + 1.5 Q**
- ✓ À L'états limite de service : **G + Q**

Les combinaisons d'actions considérées selon **RPA 99/Version 2003 [Art 5.2]** :

- ✓ **G + Q ± E**
- ✓ **0.8 G ± E**

---

**CHAPITRE II :**  
**Pré dimensionnement Et**  
**Descente des Charge**

---

## II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement et descente des charges des sections des différents éléments résistants de la structure a pour but de déterminer les dimensions économiques, sera fait selon les règles du **BAEL91** et le **RPA99/Version 2003**, pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage.

## II.2. Pré dimensionnement :

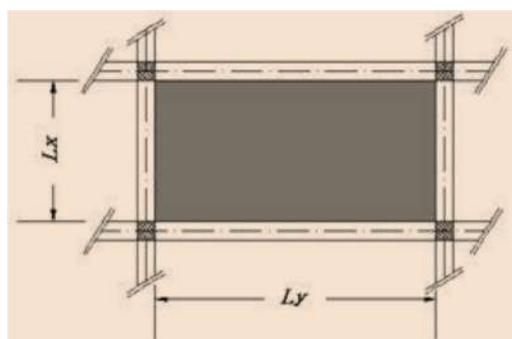
### II.2.1. Les Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux. L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

#### II.2.1. Plancher dalle pleine :

$L_x$  = La plus petite dimension de la dalle.

$L_y$  = La plus grande dimension de la dalle.



**Figure :** Dimensions d'un panneau de dalle

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, garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments

L'épaisseur de la dalle est déterminée à partir de conditions suivantes :

#### 1) Résistance au feu : Selon BAEL91

- $e = 7$  cm ..... Pour une heure de coup de feu.
- $e = 11$  cm ..... pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17.5$  cm ..... pour quatre heures de coup de feu.

---

## 2) Condition de résistance à la flexion :

$L_X$  ;  $L_Y$  : respectivement, la petite et les grandes dimensions du plus grande panneau de la dalle ( $\frac{L_x}{L_y}$ )

Pour notre structure les panneaux reposant sur quatre appuis :

Pour  $L_X=430$  cm ;  $L_Y= 520$ cm on trouve :

$$L_x/L_y = 430/520 = 0,82 > 0.4 \longrightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens}$$

- Dalle reposant sur deux appuis :  $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ont une portée  $L_x= 2,95$ m.

On aura donc:  $(430/50) \text{ m} \leq e \leq (520/40)\text{m}$

Soit :  $8,6 \text{ cm} \leq e \leq 13 \text{ cm} \rightarrow$  donc : On prend  $e = 13 \text{ cm}$

### Condition d'isolation acoustique:

- Contre les bruits aériens ;  $2500 \times h_d \geq 350\text{kg/m}^2 \rightarrow h_d = 14\text{cm}$  ;
- Contre les bruits impacts ;  $2500 \times h_d \geq 400\text{kg/m}^2 \rightarrow h_d = 16\text{cm}$

Afin de satisfaire la condition de l'incendie  $h_d$  doit être au minimum égale à 15cm. Donc l'épaisseur retenue est :  **$h_d=ep=16\text{cm}$** .

### Calcul des charges

#### Plancher: d'une dalle pleine

Tableau : Charge permanente d'une dalle pleine

Désignation	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.16	4
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
		Charge permanent G	$G = 5.52 \text{ (KN/m}^2\text{)}$
		Charge d'exploitation (SOUS SOL) Q	$Q = 2,5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

## II.2.2. Les Balcons :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, qui est comprise entre 8 et 12cm. Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivant :

$$L / 10 \leq e$$

L: est la largeur du plus grand balcon, qui égale à : **L=150 cm**

$$e = 150 / 10 = 15 \text{ cm}$$

Donc : on adopte l'épaisseur de balcon : **e = 16 cm**

### Les charges du balcon (dalle pleine) :

**Tableau :** Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon

Désignation	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Dalle pleine	25	0.16	3.75
Lit de sable	18	0.01	0.18
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
murs extérieurs	/	/	1,46
		Charge permanent G	G = 6,88(KN/m <sup>2</sup> )
		Charge d'exploitation Q (balcon)	Q = 3.5 (KN/m <sup>2</sup> )

## II.2.3. Plancher à corps creux (étage courant + RDC)

L'épaisseur du plancher à déterminée par l'épaisseur des poutrelles. Pour le pré dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche, la portée maximale est de : **L=430cm** La plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de disposition des solives est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \equiv \left( \frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \right)$$

Avec :

$h_t$ : hauteur totale du plancher

$L$ : portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis

$17 \leq h_t \leq 21,1 \Rightarrow h_t = 20$  cm d'épaisseur, soit un plancher (16+4) cm

Avec :

4cm : épaisseur de la table de compression

Épaisseur du corps creux : 16 cm

$h_t = 20$  cm

$h_0 = 4$  cm

$h_1 = 16$  cm

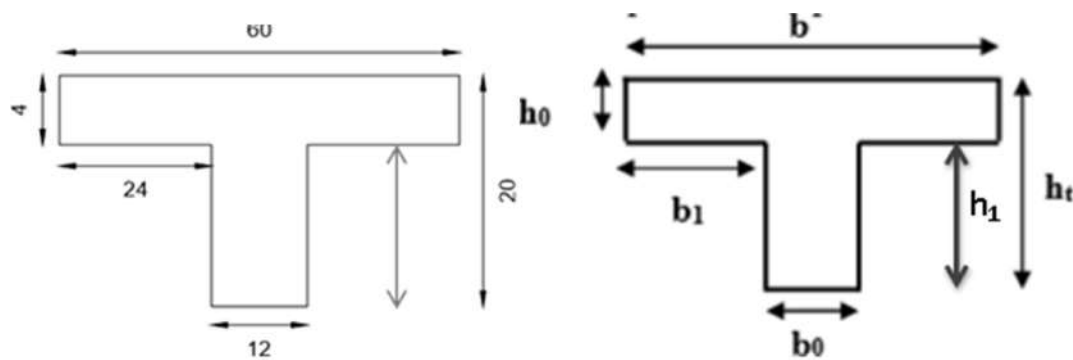


Figure : Section d'une poutrelle

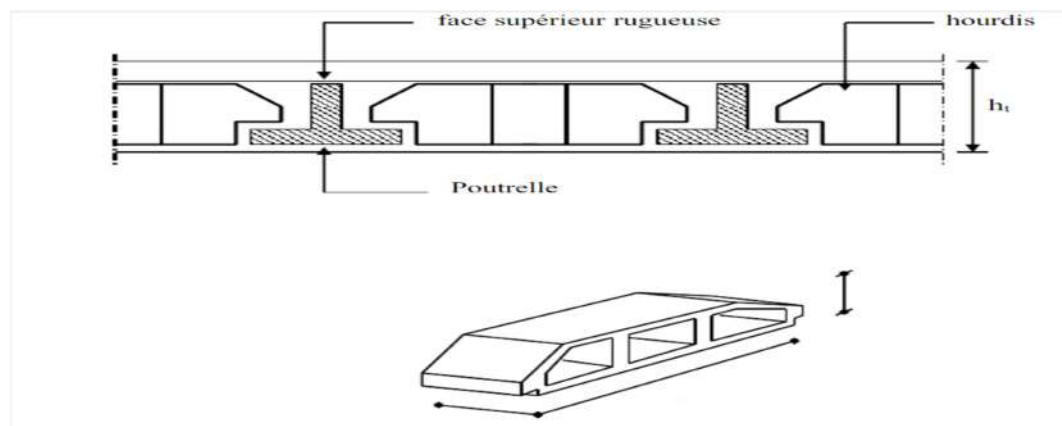


Figure : Schéma plancher corps creux

---

---

## Calcul des charges

### Plancher terrasse inaccessible :

**Tableau :** Charges du plancher terrasse

Désignation	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon	20	0.05	1
Étanchéité multicouche	12	0.02	0.24
Forme de pente	22	0.12	2.64
Isolation thermique en Polystyrène	4	0.04	0.16
Dalle corps creux	14	0.16 + 0.04	2.85
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
		Charge permanent G	G = 7.09 (KN/m <sup>2</sup> )
		Charge d'exploitation Q	Q = 1 (KN/m <sup>2</sup> )

### Plancher étage courant :

**Tableau :** Charges du plancher étage courant

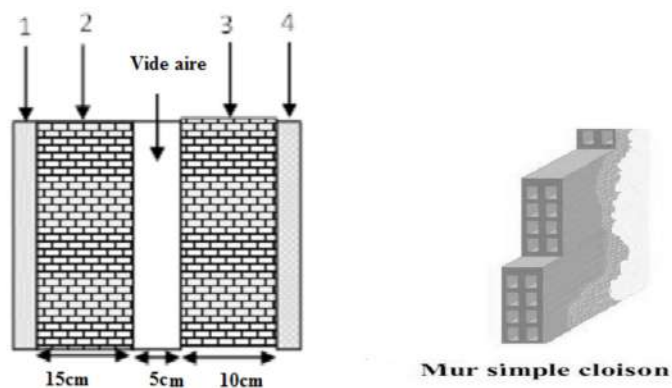
Désignation	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de carrelage	20	0.2	0.4
Mortier de pose	20	0.2	0.4
Dalle corps creux	14	0.16 + 0.04	2.85
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons intérieures	09	0.1	0.9
		Charge permanent G	G = 5.11 (KN/m <sup>2</sup> )
		Charge d'exploitation Q (étages courants)	Q = 1.5 (KN/m <sup>2</sup> )

## Plancher RDC :

**Tableau :** Charges du plancher RDC

Désignation	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de carrelage	20	0.2	0.4
Mortier de pose	20	0.2	0.4
Dalle corps creux	14	0.16 + 0.04	2.85
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons intérieures	09	0.1	0.9
		Charge permanent G	G = 5.11 (KN/m <sup>2</sup> )
		Charge d'exploitation Q (étages courants)	Q = 2.5 (KN/m <sup>2</sup> )

## Les charges des murs extérieurs :



**Tableau :** Charges des murs extérieurs

Désignation	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse	09	0.15	1.35
Ame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	09	0.10	0.9
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
		Charge permanent G	G = 2.81 (KN/m <sup>2</sup> )



---

## II.3. Les poutres :

### II.3.1 Définitions :

En construction, il existe plusieurs types de poutres qui sont des éléments structuraux qui servent à transmettre les charges verticales et horizontales aux poteaux, et assurent par le chaînage entre les poteaux la stabilité de l'ouvrage

La hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

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

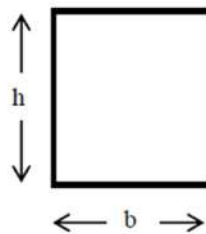
Au plus de cette vérification, les dimensions de la poutre doivent respecter les règles données par l'article 7.5.1 du RPA 99(version 2003)

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4$

Avec :

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre



**Figure :** section d'une poutre

### Poutres principales :

$L_y \text{ max} = 5,2 \text{ m} = 520\text{cm} \Rightarrow 520/15 \leq h \leq 520/10 \Rightarrow 34,6\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}$   
 $\Rightarrow h = 45 \text{ cm.}$

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow b = 30\text{cm}$

Donc : la section de la poutre principale est de dimensions  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

### Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :

$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$	CV
$h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$	CV
$h/b = 1,33 < 4$	CV

**Poutres secondaires :**

$L_x \text{ max} = 4,30 \text{ m} = 430 \text{ cm} \Rightarrow /15 \leq h \leq /10 \Rightarrow 28,66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$   
 $\Rightarrow h = 40 \text{ cm}$ .

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimensions ( 30×40) cm<sup>2</sup>

**Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :**

$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$	CV
$h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$	CV
$h/b = 1,33 < 4$	CV

**Tableau :** Les sections des poutres

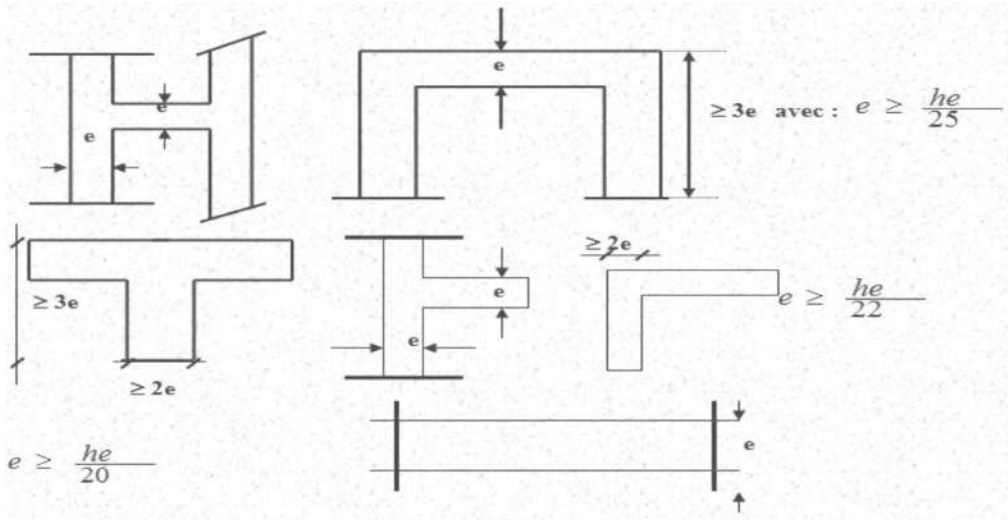
Type de poutres	Section adoptée (b×h) (cm <sup>2</sup> )
Principales	(30 ×45 )
Secondaires	( 30× 40)

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

Les voiles sont des murs en béton armé qui servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et les efforts verticaux puis les transmettent aux fondations.

D'après le RPA99/Version 2003 [Art 7.7.1] :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4 a$



**Figure :** Coupe de voile en élévation et en plan

Dans notre cas on a **03 types** des voiles :

**a. Type 1 :** pour la plus grand hauteur :  $he = 3.40 - 0.40 = 3.00$  m

$$e \geq 300/20 \Rightarrow e \geq 15\text{cm}$$

On adopte :  $e = 20$  cm

**b. Type 2 :** pour la plus grand hauteur :  $he = 3.40 - 0.40 = 3.00$  m

$$e \geq 300/22 \Rightarrow e \geq 13,63$$

On adopt:  $e = 20$  cm

**C. Type 3 :** Pour la cage d'ascenseur

Pour la plus grande hauteur :  $he = 3,40 - 0.40 = 3.00$  m

$$e \geq \frac{340}{25} \Rightarrow e \geq 12.$$

On adopte :  $e = 20$  cm

Vérification de la longueur :

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voiles.

$$L > 4a.$$

Dans le cas où il y aura des bouts de voile la longueur min sera

$$L > 4 \times 20 = 80[\text{cm}]$$

---

## II.5-L'acrotère :

Il s'agit d'un composant en béton armé qui est intégré dans le plancher de la terrasse afin de prévenir toute infiltration d'eau de pluie entre la forme inclinée et le plancher lui-même. Les dimensions de ce composant sont spécifiées dans les plans d'architecture.

$$\text{Surface : } S = (0,6 \times 0,1) + (0,06 \times 0,1) + \left(\frac{0,04 \times 0,1}{2}\right) = \mathbf{0,068 \text{ m}^2}.$$

Le poids propre de l'acrotère est :  $G = (0,068 \times 25) = 1,7 \text{ KN/ m}^2$

La charge d'exploitation est :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

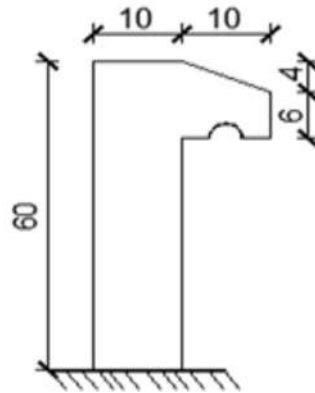


Figure : Dimension de l'acrotère

## II.5 Pré dimensionnement Poteaux :

Les dimensions de poteau doivent satisfaire aux trois conditions suivantes :

- Condition de résistance.
- Condition de stabilité.
- Condition imposé par le RPA.

### Loi de dégression de la surcharge d'exploitation

Loi de dégression des charges en nombre d'étages :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié. Puisque les surcharges d'exploitations des plancher des étages courants sont identiques  $Q=1,5\text{kg/m}^2$ . On adopte la dégression suivante :

Pour la charge d'exploitation:

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur l'étage 08 du bâtiment.

$Q_0, Q_2, \dots, Q_{n-1}, Q_n$  les surcharge relatives aux plancher 1,2, ..., n-1 n à partir du sommet du bâtiment.

---

**Application de la loi de dégression:**Terrasse :  $Q_0=1 \text{ KN/m}^2$ 7<sup>ème</sup> étage :  $Q_1+Q_0=1,5+1 =2,5\text{KN/m}^2$ 6<sup>ème</sup> étage :  $Q_0+0,95 \times 2 \times Q = 1+0,95(2 \times 1,5)=3,85\text{KN/m}^2$ 5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0+0,90 \times 3 \times Q = 1+0,90(3 \times 1,5)=5,05\text{KN/m}^2$ 4<sup>ème</sup> étage :  $Q_0+0,85 \times 4 \times Q = 1+0,85(4 \times 1,5)= 6,10\text{KN/m}^2$ 3<sup>ème</sup> étage :  $Q_0+0,80 \times 5 \times Q = 1+0,8(5 \times 1,5)= 7\text{KN/m}^2$ 2<sup>ème</sup> étage :  $Q_0+0,75 \times 6 \times Q = 1+0,75(6 \times 1,5)= 7,75\text{KN/m}^2$ 1<sup>er</sup> étage :  $Q_0+0,71 \times 7 \times Q = 1+0,71(7 \times 1,5)=8,45\text{KN/m}^2$ RDC :  $Q_0+0,69 \times 8 \times Q = 1+0,69(8 \times 1,5)= 9,28 \text{ KN/m}^2$ Entresol :  $Q_0+0,65 \times 8 \times Q + Q_1 = 1+0,65(8 \times 1,5+2,5)= 10,42 \text{ KN/m}^2$ **Tableau:** récapitulatif des charges

Charge Plancher	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )
	Terrasse	7.09
Sous 8 <sup>°</sup> Etage	12.2	2.5
Sous 7 <sup>°</sup> Etage	17.31	3.85
Sous 6 <sup>°</sup> Etage	22.42	5.05
Sous 5 <sup>°</sup> Etage	27.53	6.1
Sous 4 <sup>°</sup> Etage	32.64	7
Sous 3 <sup>°</sup> Etage	37.75	7.75
Sous 2 <sup>°</sup> Etage	42.86	8.45
Sous 1 <sup>°</sup> Etage	47.97	9,28
Sous RDC	53.49	10,42

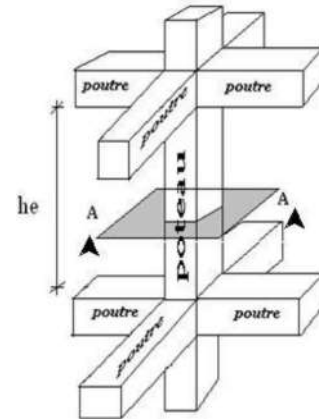
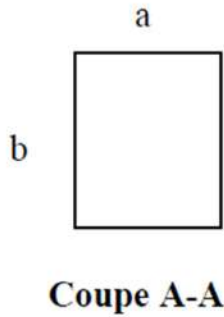
**Les conditions imposées par le RPA (version 2003) :**

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \text{Min (a, b)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (a, b)} \geq H_e/20 \\ 14 \leq ab \leq 4 \end{cases}$$

H<sub>e</sub> : la hauteur libre de l'étage.



**Figure** schéma représentatif d'un étage

courant

D'après les règles BAEL 91 : la valeur théorique de l'effort normal résistant est

$$N_{rés.th} \leq Br \cdot f_{bc} + A \cdot \sigma_s$$

Br : section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie :

$$Br = (a - 2) (b - 2).$$

La résistance du béton comprimé :  $\sigma_{bc} = 14,7 \text{ Mpa}$

$$\text{Contrainte d'acier : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,851}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

**L'effort normal résistant ultime :**

$$Nu = \alpha \left[ \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

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

$f_e$  : nuance de l'acier  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

A : section d'armature longitudinale.

$\alpha$  : coefficient dépend de l'élançement.

---

**La formule générale suivant donne:**

$$Br \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\left[ \frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left( \frac{A}{Br} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On prend :  $\frac{A}{Br} = 1\% = \frac{1}{100}$

Suivant les règles BAEL 91 : pour un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre  $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{35}{\lambda} \right)^2 = 1,2$$

En introduisant les valeurs dans l'inégalité :

$$Br \geq \frac{1,2Nu}{\left[ \frac{14,7}{0,9} + 0,85 \left( \frac{1}{100} \right) \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,0066Nu$$

$$Br \geq 0,0066Nu$$

On peut tirer «a» et «b» sachant que :

$$Br = (a - 2) \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

D'après le critère de résistance on a :

$$Pu = 1,35 \times Ng + 1,5 \times Nq$$

22

**Ng** : Effort normal dus aux charges permanentes

**Nq** : Effort normal dus aux charges d'exploitations

$$Nu = 1,15 \times Pu$$

D'après les règles BAEL91 :

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on va prendre :  $a = b$

**Condition de flambement :**

Soit :  $\lambda = \frac{L}{i} \leq 35$  ; avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  et  $B = a \times b$  (BAEL91/B. 8.4.1)

**Avec :**

**Lf** : la longueur de flambement.

**i** : le rayon de la giration de la section de béton.

**I** : Le moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

**B** : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :  $Lf = 0,7L0$

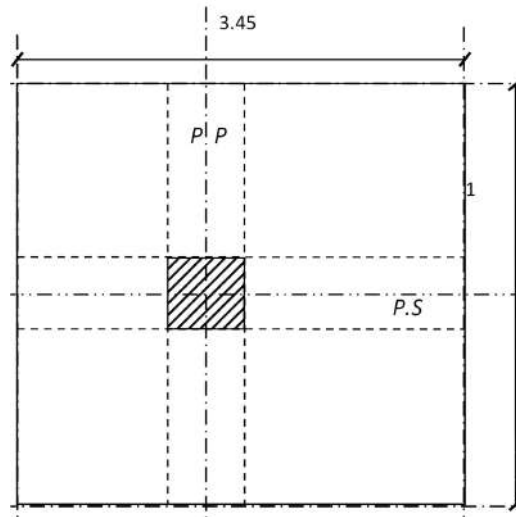
**L0** : longueur libre de poteau.

**Exemple de calcul :**

**Dimensionnement des poteaux de SOUS SOL:**

**Surfaces afférentes :**

Poteau le plus sollicité:



**Figure** surface afférente du poteau le plus sollicité.

$$S_{aff} = (5,05 - 0,30) * (3,45 - 0,30)$$

$$\mathbf{S_{aff} = 16,62 \text{ m}^2}$$

Détermination de l'effort normal ultime  $N_u$  :

$$\text{On a : } N_u = 1,15 * P_U$$

$$\text{Avec : } P_U = N_{\text{plancher}} + N_{\text{poutre}}$$

Détermination de l'effort normal du au poids du plancher ( **$N_{\text{plancher}}$** )

On a :

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 * G_{\text{cumulé}} + 1,5 * Q_{\text{cumulé}}) * S_{aff}$$

$$G_{\text{cumulé}} = 5349 \text{ daN / m}^2.$$

$$Q_{\text{cumulé}} = 1324 \text{ daN / m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 * 5349) + (1,5 * 1042)] * 16,62$$

$$N_{\text{plancher}} = 145\,992,57 \text{ daN / m}^2.$$

**Détermination de l'effort normal du au poids du au poids des poutres principales et secondaire ( $N_{\text{poutre}}$ ).**

On a :

$$N_{\text{poutre}} = 1,35 * P_t * n$$

$$\text{avec : } P_t = (P_{(pp)} * L_{\text{aff}}(pp)) + (P_{(ps)} * L_{\text{aff}}(ps))$$

**Poids propre des poutres principales et secondaire :**

$$P_{pp} = b * h * \epsilon_b = 2500 * 0,30 * 0,45 = 337,5 \text{ daN}$$

$$P_{ps} = b * h * \epsilon_b = 2500 * 0,30 * 0,40 = 300 \text{ daN}$$

**Poids totale des poutres principales et secondaires :**

$$P_t = (P_{(pp)} * L_{\text{aff}}(pp)) + (P_{(ps)} * L_{\text{aff}}(ps))$$

$$= (337,5 * 5,05) + (300 * 3,45)$$

$$P_t = 2\,739,375 \text{ daN}$$

$$N_{\text{poutre}} = 1,35 * P_t * n \quad \text{avec } n = 10$$

$$N_{\text{poutre}} = 1,35 * 2\,739,375 * 10$$



---

---

$$N_{poutre} = 36\,981,56 \text{ daN}$$

$$N_u = 1,15 * P_u = 1,15 * (N_{plancher} + N_{poutre})$$

$$N_u = 210\,420,25 \text{ daN}$$

$$B_r \geq 0,0066 N_u$$

$$B_r \geq 0,0066 * 210\,420,25 = 1\,388,68 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \geq 1\,388,68 \text{ alors } a = b \geq 39,697 \text{ cm}$$

La section de poteau au niveau sous-sol est (50×50) cm<sup>2</sup>.

#### **Poteau de rive:**

On prend h=50 cm et b= 50 cm

#### **Poteau d'angle :**

On prend : h=50cm et b=50 cm

#### **Critère de flambement poteaux de sous-sol H=3.0m:**

Il faut vérifier que :  $\lambda = l_f / i \leq 35$

$\lambda$ : Élançement

$l_f$ : longueur de flambement

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$$l_f = 1.75\text{m} \rightarrow \text{notre cas} (l_0 = 3.00 - 0,50 = 2.50\text{m})$$

$l_0$ : longueur libre du poteau ;  $i$ : rayon de giration de la section de plan de flambement

$$i = \sqrt{I/B}$$

B: Aire de la section du béton seul I: moment d'inertie. H×B

$$I = b * h^3/12 - \text{On aura donc : } \lambda = \sqrt{12} l_f / a$$

Cas poteau (50×50)

$$I = \frac{50^4}{12} = 520833.33$$

$$i = 14.43$$

#### **Critère de flambement poteaux de RDC et étage crt H=3.40m:**

$$l_f = 2.03\text{m} \rightarrow (l_0 = 3.40 - 0,50 = 2.90\text{m})$$

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N <sub>upp</sub> [KN]	N <sub>ups</sub> [KN]	Nupot [KN]	Nplanc [KN]	Ns [KN]
3,4	haut 08 eme etage	7,09	1	23,009	13,973	0,000	192,893	168,342
3,4	haut 07 eme etage	12,2	2,5	46,018	27,945	12,196	352,283	319,933
3,4	haut 06 eme etage	17,31	3,85	69,027	41,918	24,393	507,753	468,910
3,4	haut 05 eme etage	22,42	5,05	92,036	55,890	40,323	659,302	618,040
3,4	haut 04 eme etage	27,53	6,1	115,045	69,863	56,253	806,932	764,556
3,4	haut 03 eme etage	32,64	7	138,054	83,835	72,183	950,641	908,459
3,4	haut 02 eme etage	37,75	7,75	161,063	97,808	92,344	1090,431	1052,883
3,4	haut 01 eme etage	42,86	8,35	184,073	111,780	112,506	1226,300	1194,694
3,4	haut de RDC	47,97	9,28	207,082	125,753	132,667	1370,794	1342,254
3	haut sous- sol	53,49	10,7	230,091	139,725	157,558	1459,925	1508,997
2,5	haut avant poteaux	59,01	12,3	253,100	153,698	179,073	1709,382	1700,795

<b>H</b>	<b>ETAGE</b>	<b>Nu [KN]</b>	<b>Ns [KN]</b>	<b>Br [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>a</b>	<b>choix</b>	<b>vérifications RPA</b>	<b>Vérif. flambement</b>
3,4	haut 08 eme étage	229,875	168,342	152,353	14,343	35	17,507	23,557
3,4	haut 07 eme étage	438,442	319,933	290,584	19,047	35	24,178	23,557
3,4	haut 06 eme étage	643,090	468,910	426,218	22,645	40	29,282	20,613
3,4	haut 05 eme étage	847,551	618,040	561,728	25,701	40	33,616	20,613
3,4	haut 04 eme étage	1048,092	764,556	694,639	28,356	40	37,383	20,613
3,4	haut 03 eme étage	1244,713	908,459	824,953	30,722	45	40,738	18,322
3,4	haut 02 eme étage	1441,646	1052,883	955,473	32,911	45	43,843	18,322
3,4	haut 01 eme étage	1634,658	1194,694	1083,395	34,915	45	46,686	18,322
3,4	haut de RDC	1836,295	1342,254	1217,032	36,886	50	49,481	16,490
3	haut sous- sol	2014,202	1508,997	1388,683	39,996	50	52,474	14,550
2,5	haut avant poteaux	2328,218	1700,795	1543,062	41,282	50	55,716	12,125

---

## **CHAPITRE III**

### **Etude des planchers**

---

## IV.1-INTRODUCTION :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, il limite les différents niveaux d'un bâtiment et ont pour fonctions :

- Isolation thermique et acoustique ;
- Supporter la totalité des charges permanentes et d'exploitation.
- Reprise des efforts horizontaux.

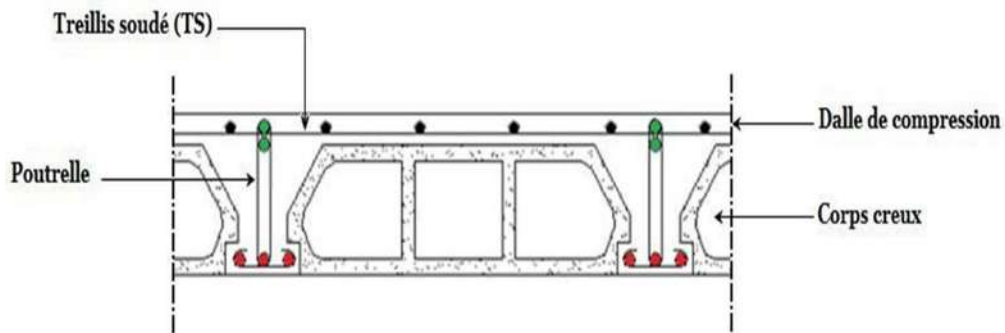
Dans notre construction, on peut distinguer un seul type de planchers :

- Plancher à corps creux.

## IV.2 -PLANCHER CORPS CREUX :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle (solive) comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (**Fig. IV.1**).



**Fig. IV.1** : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

### Détermination des dimensions des poutrelles :

Le plancher qu'on va étudier est composé de corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Les poutrelles travaillent comme une section en T

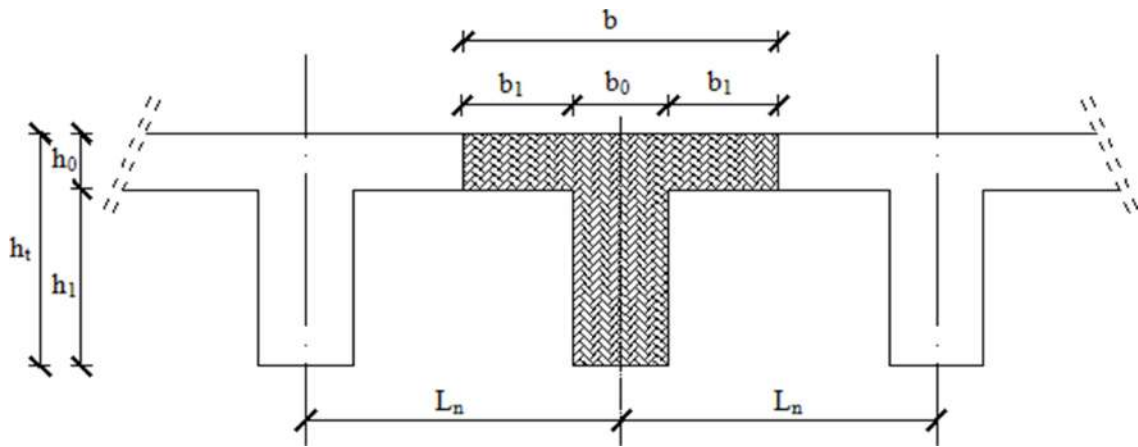


Fig.IV.3: Dimensions des poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$b_1 \leq (L_n - b_0)/2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \\ b_1 \leq L/10 \end{array} \right.$$

Avec :

$L_n$  : la distance entre axes des nervures ( $L_n = 60\text{cm}$ )  
 [DTRB.C.2.2/Annexe C3] ;  $L$  : la portée maximale entre nus d'appuis  
 ( $L = 430 \text{ cm}$ ) ;  $h_0$  : la hauteur maximale de la dalle de compression ( $h_0 = 4 \text{ cm}$ )  
 $b_0$  : l'épaisseur de la nervure ( $b_0 = 12\text{cm}$ ).

Donc :

$$b_1 \leq 224$$

$$b_1 \leq 43$$

$$24 \leq b_1 \leq 32$$

$b_1 = \min(24 ; 32 ; 33) = 24 \text{ cm}$ .

On prend :  $b_1 = 24 \text{ cm}$ .

Donc La largeur de la dalle de compression

est :  $b = 2*b_1 + b_0 = (2*24)+12 = 60 \text{ cm}$

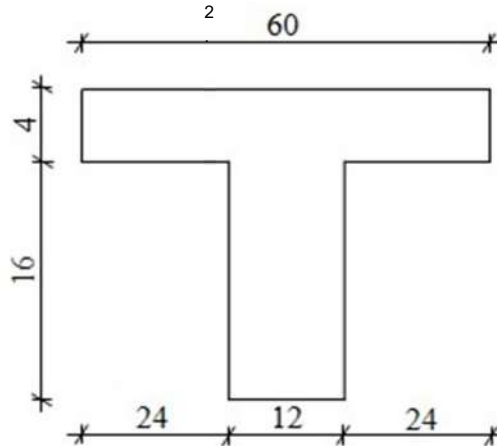


Fig. IV.4: Schéma d'une poutrelle.

### IV.3-Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note :  $A_{\perp}$  ;
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note :  $A_{//}$ . Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \text{➤ Si } L_n \leq 50 \text{ cm} &\rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{f_e} \end{cases} \\ \text{➤ Si } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} &\rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq 4 \frac{L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{f_e} \end{cases} \end{aligned}$$

### III.2.1 Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \times \frac{L_n}{f_e} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times \frac{60}{400} \rightarrow A_{\perp} = 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures**

$$6\phi 5 \rightarrow A_{\perp} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

---

### **III.2.2 Armatures parallèles aux nervures (A//) :**

50 cm  $\leq$  L<sub>n</sub>  $\leq$  80 cm

$$A// \geq \frac{A_l}{2} \rightarrow A// \geq \frac{0.6}{2} \rightarrow A// \geq 0,3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### **Choix des armatures**

$$6\phi 5 \rightarrow A// = 1.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on adoptera un treillis soudé  $\phi 5$  (150  $\times$  150) mm<sup>2</sup>

### **III.2.2.1 Méthode de calcul :**

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire et
- Méthode de Caquot.

#### **Présentation théorique de la méthode forfaitaire**

Une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges. L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL 91, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont vérifiées.

- Q min (2G ; 5 KN/m<sup>2</sup> ) ;
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ;
- Le rapport des portées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25 et
- La fissuration est peu préjudiciable (peu nuisible).

#### **Présentation théorique de la méthode de Caquot**

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui a l'avantage de libérer le projecteur de toute résolution de système d'équation linéaire. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

#### **Les différents types des poutrelles :**

##### **Schémas statique étage terrasse :**



**Tableau.III.1** : les schémas statiques des poutrelles.

Types 01	
Types 02	
Types 03	

**III.2.2.2 Vérification des méthodes de calcul :**

**a) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

- $Q = 100 \text{ dan m}^2 \leq \min(2 \times 709 ; 500) \text{ daN/m}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{430}{260} = 1.65 \rightarrow \text{Condition pas vérifiée pour type 01.}$$

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{300}{390} = 0.76 \rightarrow \text{Condition pas vérifiée pour type 02.}$$

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{260}{330} = 0.78 \rightarrow \text{Condition pas vérifiée pour type 03.}$$

Alors on applique la méthode de Caquot minorée pour le trois type.

**III.2.2.3 Évaluations des charges :**

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

**Tableau. III.2** : Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.

Plancher	Ln	G[daN/m <sup>2</sup> ]	Q[daN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse	0.6	709	100
Etage courant	0.6	511	150

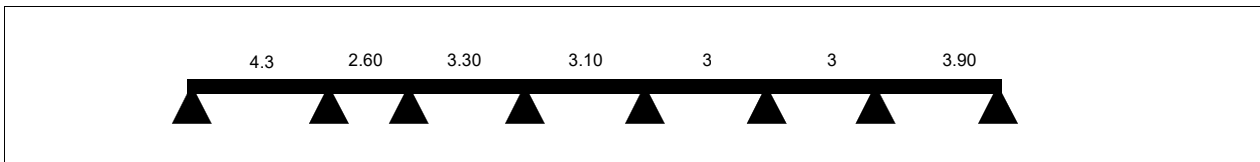
**Tableau.III.3** : Tableau de combinaison d'actions.

	formule	terrasse	Étage courant
La charge ultime [daN/ml]	$q_u = (1.35G + 1.5Q) \cdot L_n$	664.29	548.91
La charge service [daN/ml]	$q_s = (G + Q) \cdot L_n$	485.4	396.6

### **III.2.2.4 Application de la méthode de Caquot-minorée :**

**Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse :**

**Type de poutrelle à étudiée :**



**Figure.III.1** : Schéma statique de la poutrelle type 03

#### **a) Calcul des moments fléchissant**

**Type 03 (Terrasse) :**

$$\begin{cases} Q_u = 664.29 \text{ daN/ml.} \\ Q_s = 485.4 \text{ daN/ml.} \end{cases}$$

❖ **ELU**

##### **1) Travée (AB) ; (BC) (4.3 ; 2.6)**

**Calcul de la charge répartie sur la travée AB :**

$$P_w = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 7.09 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

$$P_w = 6,642 \text{ kN/ml.}$$

**Calcul de la charge répartie sur la travée BC :**

$$P_e = (1.35G + 1.5Q) \times L_n = (1.35 \times 6,33 + 1.5 \times 1) \times 0.6$$

$$P_e = 6,642 \text{ kN/ml.}$$

**Calcul de la charge réduite sur la travée BC :**

$$P_{rw} = [1,35 \times (2/3) \times G] + (1.5 \times Q) \times L_n$$

$$P_{rw} = 0,6 \times [1,35 \times (2/3) \times 7.09 + 1,5 \times 1] = 4,72 \text{ kN/ml.}$$

**Longueur de calcul pour la travée AB :**

---

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_w = 4.3$  m.

**Longueur de calcul pour la travée BC :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0.8 \times 2.6 = 2.08$  m

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a01} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(4,72 \times 4,3^3) + (4,72 \times 2,08^3)}{8,5 \times (4,3 + 2,08)}$$

$$M_{a01} = -7.7 \text{ KN.m}$$

**Calcul du moment en appui gauche (West).**

$$M_{aw01} = -0,2 \times \frac{p_{rw} \times L'^2}{8} = -0,2 \times \frac{4,72 \times 4,3^2}{8}$$

$$M_{aw01} = -2.18 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{4.3}{2}\right) - \frac{-2.18 - (-7.7)}{(6,64 \times 4.3)}$$

$$X = 1,95 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée AB :**

$$M_{t01} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t01} = \frac{6,64 \times 4,3 \times 1,95}{2} - \frac{6,64 \times 1,95^2}{2} - 2,18 + \frac{2,18 - 7,7}{4,3} \times 1,95$$

$$M_{t01} = 10.51 \text{ KN.}$$

**2) Travée BC, CD (2,6 ;3,30)**

**Longueur de calcul pour la travée BC :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 2,6 = 2,08$  m

**Longueur de calcul pour la travée CD :**

Travée 3 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0,8 \times 3,30 = 2,64$ m

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a02} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(4,72 \times 2,08^3) + (4,72 \times 2,64^3)}{8,5 \times (2,08 + 2,64)}$$

---

---

$$M_{a02} = -3,22 \text{ KN}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{2,60}{2}\right) - \frac{-7,7 - (-3,22)}{(6,64 \times 2,60)}$$

$$X = 1,55 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée BC :**

$$M_{t02} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t02} = \frac{6,64 \times 2,60 \times 1,55}{2} - \frac{6,64 \times 1,55^2}{2} - 7,7 + \frac{7,7 - 3,22}{2,60} \times 1,55$$

$$M_{t02} = 0,37 \text{ KN.m}$$

**3) Travée CD, DE (3,30 ;3,10)**

**Longueur de calcul pour la travée CD :**

$$\text{Travée 3 est une travée intermédiaire alors } L'_w = 0,8 \times 3,30 = 2,64 \text{ m}$$

**Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$\text{Travée 4 est une travée intermédiaire alors } L'_e = 0,8 \times 3,10 = 2,48 \text{ m}$$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a03} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(4,72 \times 2,64^3) + (4,72 \times 2,48^3)}{8,5 \times (2,64 + 2,48)}$$

$$M_{a03} = - 3,64 \text{ KN}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{3,30}{2}\right) - \frac{-3,22 - (-3,64)}{(6,64 \times 3,30)}$$

$$X = 1,63 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée CD :**

$$M_{t03} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t03} = \frac{6,64 \times 3,3 \times 1,63}{2} - \frac{6,64 \times 1,63^2}{2} - 3,22 + \frac{3,22 - 3,64}{3,30} \times 1,63$$

$$M_{t03} = 5,59 \text{ KN.m}$$

---

#### 4) Travée (DE, EF) (3,10 ; 3)

##### Longueur de calcul pour la travée DE :

Travée 4 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 3,10 = 2,48$  m

##### Longueur de calcul pour la travée EF :

Travée 5 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0,8 \times 3 = 2,40$  m

##### Calcul du moment en appui central :

$$M_{a04} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w)^3 + (p_{re} \times L'_e)^3}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(4,72 \times 2,48^3) + (4,72 \times 2,40^3)}{8,5 \times (2,48 + 2,40)}$$

$$M_{a04} = - 3,30 \text{ KN}$$

##### Calcul de la position du moment max :

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{3,10}{2} \right) - \frac{-3,64 - (-3,30)}{(6,64 \times 3,10)}$$

$$X = 1,53 \text{ m}$$

##### Calcul du moment en travée :

$$M_{t04} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t04} = \frac{6,64 \times 3,10 \times 1,53}{2} - \frac{6,64 \times 1,53^2}{2} - 3,64 + \frac{3,64 - 3,3}{3,10} \times 1,53$$

$$M_{t04} = 4,48 \text{ KN.m}$$

#### 5) Travée (EF) ; (FG) (3 ; 3)

##### Longueur de calcul pour la travée EF :

Travée 5 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 3 = 2,40$  m

##### Longueur de calcul pour la travée FG :

Travée 6 est une travée de rive alors  $L'_e = 0,8 \times 3 = 2,40$  m

##### Calcul du moment en appui central :

$$M_{a05} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w)^3 + (p_{re} \times L'_e)^3}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(4,72 \times 2,40^3) + (4,72 \times 2,40^3)}{8,5 \times (2,40 + 2,40)}$$

$$M_{a05} = -3,19 \text{ KN.m}$$

---

---

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{3}{2}\right) - \frac{-3,30 - (-3,19)}{(6,64 \times 3)}$$

$$X = 1,49 \text{ m.}$$

**Calcul du moment en travée :**

$$M_{t05} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t05} = \frac{6,64 \times 3 \times 1,49}{2} - \frac{6,64 \times 1,49^2}{2} - 3,3p + \frac{3,30 - 3,19}{3} \times 1,49$$

$$M_{t05} = 4,21 \text{ KN. m.}$$

**6) Travée (FG) ; (GH) (3 ; 3,90)**

**Longueur de calcul pour la travée FG :**

Travée 6 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 3 = 2,40 \text{ m}$

**Longueur de calcul pour la travée GH:**

Travée 7 est une travée de rive alors  $L'_e = 3,90 \text{ m}$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a05} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = - \frac{(4,72 \times 2,40^3) + (4,72 \times 3,90^3)}{8,5 \times (2,40 + 3,90)}$$

$$M_{a05} = -6,44 \text{ KN. m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{3}{2}\right) - \frac{-3,19 - (-6,44)}{(6,64 \times 3)}$$

$$X = 1,34 \text{ m.}$$

**Calcul du moment en travée :**

$$M_{t0} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t05} = \frac{6,64 \times 3 \times 1,34}{2} - \frac{6,64 \times 1,34^2}{2} - 3,19 + \frac{3,19 - 6,44}{3} \times 1,34$$

$$M_{t05} = 2,47 \text{ KN. m.}$$

**7) Travée (GH) (3,90)**

---

**Longueur de calcul pour la travée GH :**

**Longueur de calcul pour la travée GH:**

Travée 7 est une travée de rive alors  $L' = 3.90 \text{ m}$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{aw01} = -0,2 \times \frac{p_{rw} \times L'^2}{8} = -0,2 \times \frac{4,72 \times 3,90^2}{8}$$

$$M_{aw01} = -1,79 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{3,90}{2}\right) - \frac{-6,44 - (-1,79)}{(6,64 \times 3,90)}$$

$$X = 2,12 \text{ m.}$$

**Calcul du moment en travée :**

$$M_{t05} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t05} = \frac{6,64 \times 3,90 \times 2,12}{2} - \frac{6,64 \times 2,12^2}{2} - 6,44 + \frac{6,44 - 1,79}{3,90} \times 2,12$$

$$M_{t05} = 8,59 \text{ KN.m.}$$

### ❖ ELS

**1) Travée (AB) ; (BC) (4.3 ; 2.60)**

**Calcul de la charge répartie sur la travée AB :**

$$p_w = (G + Q) \times L_n = (7.09 + 1) \times 0,6$$

$$p_w = 4,85 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la charge répartie sur la travée BC :**

$$p_w = (G + Q) \times L_n = (6,33 + 1) \times 0,6$$

$$p_w = 4,85 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la charge réduite sur la travée AB :**

$$P_{rw} = \left(\frac{2}{3} \times G + Q\right) \times L_n$$

$$P_{rw} = \left( \frac{2}{3} \times 7,09 + 1 \right) \times 0,6 = 3,43 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la charge réduite sur la travée BC :**

$$P_{rw} = \left( \frac{2}{3} \times G + Q \right) \times L_n$$

$$P_{rw} = \left( \frac{2}{3} \times 7,09 + 1 \right) \times 0,6 = 3,43 \text{ KN/ml}$$

**Longueur de calcul pour la travée AB :**

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_w = 4,30 \text{ m}$ .

**Longueur de calcul pour la travée BC :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0,8 \times 2,60 = 2,08 \text{ m}$ .

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a01} = - \frac{(P_{rw} \times L'_w{}^3) + (P_{re} \times L'_e{}^3)}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(3,43 \times 4,3^3) + (3,43 \times 2,08^3)}{8,5 \times (4,30 + 2,08)}$$

$$M_{a01} = -5,59 \text{ KN.m}$$

**Calcul du moment en appui gauche (West).**

$$M_{aw01} = -0,2 \times \frac{P_{rw} \times L'^2}{8} = -0,2 \times \frac{3,43 \times 4,30^2}{8}$$

$$M_{aw01} = -1,58 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_w}{2} \right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left( \frac{4,30}{2} \right) - \frac{-1,58 - (-5,59)}{(4,85 \times 4,30)}$$

$$X = 1,95 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée AB :**

$$M_{t01} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t01} = \frac{4,85 \times 4,3 \times 1,95}{2} - \frac{4,85 \times 1,95^2}{2} - 1,58 + \frac{1,58 - 5,59}{4,30} \times 1,95$$

$$M_{t01} = 7,70 \text{ KN.m}$$



---

---

## 2) Travée (BC) ; (CD) (2,60 ; 3,30)

### Longueur de calcul pour la travée BC :

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 2,60 = 2,08\text{m}$

### Longueur de calcul pour la travée CD :

Travée 3 est une travée intermédiaire alors  $L'_e = 0,8 \times 3,30 = 2,64\text{ m}$

### Calcul du moment en appui central :

$$M_{a02} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w)^3 + (p_{re} \times L'_e)^3}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(3,43 \times 2,08^3) + (3,43 \times 2,64^3)}{8,5 \times (2,08 + 2,64)}$$

$$M_{a02} = -2,34 \text{ KN. m}$$

### Calcul de la position du moment max :

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{2,60}{2}\right) - \frac{-5,59 - (-2,43)}{(4,85 \times 2,60)}$$

$$X = 1,55 \text{ m}$$

### Calcul du moment en travée BC :

$$M_{t02} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t02} = \frac{4,85 \times 2,60 \times 1,55}{2} - \frac{4,85 \times 1,55^2}{2} - 5,59 + \frac{5,59 - 2,34}{2,60} \times 1,55$$

$$M_{t02} = 0.30 \text{ KN. m}$$

## 3) Travée (CD) ; (DE) (3,30 ; 3,10) m

### Longueur de calcul pour la travée CD :

Travée 3 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 3,30 = 2,64\text{ m}$

### Longueur de calcul pour la travée DE :

Travée 4 est une travée de rive alors  $L'_e = 0,8 \times 3,10 = 3,48\text{ m}$

### Calcul du moment en appui central :

$$M_{a03} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w)^3 + (p_{re} \times L'_e)^3}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(3,43 \times 2,64^3) + (3,43 \times 2,48^3)}{8,5 \times (2,64 + 2,48)}$$

$$M_{a03} = -2,65 \text{ KN. m}$$

### Calcul de la position du moment max :

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{3,30}{2}\right) - \frac{-2,34 - (-2,65)}{(4,85 \times 3,30)}$$

$$X = 1,63 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée CD :**

$$M_{t03} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t03} = \frac{4,85 \times 3,30 \times 1,63}{2} - \frac{4,85 \times 1,63^2}{2} - 2,43 + \frac{2,34 - 2,65}{3,30} \times 1,63$$

$$M_{t03} = 4.11 \text{ KN. m}$$

**4) Travée (DE) ; (EF) (3,10 ; 3,00) m**

**Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$\text{Travée 4 est une travée intermédiaire alors } L'_w = 0,8 \times 3,10 = 2,48 \text{ m}$$

**Longueur de calcul pour la travée EF :**

$$\text{Travée 5 est une travée de rive alors } L'_e = 0,8 \times 3 = 2,40 \text{ m}$$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a04} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(3,43 \times 2,48^3) + (3,43 \times 2,40^3)}{8,5 \times (2,48 + 2,40)}$$

$$M_{a04} = -2,40 \text{ KN. m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{3,10}{2}\right) - \frac{-2,65 - (-2,40)}{(4,85 \times 3,10)}$$

$$X = 1,57 \text{ m.}$$

**Calcul du moment en travée DE :**

$$M_{t04} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t04} = \frac{4,85 \times 3,10 \times 1,53}{2} - \frac{4,85 \times 1,53^2}{2} - 2,65 + \frac{2,65 - 2,40}{3,10} \times 1,53$$

$$M_{t04} = 3,30 \text{ KN. m.}$$

**5) Travée (EF) ; (FG) (3,00 ; 3,00) m**

**Longueur de calcul pour la travée EF :**

---

Travée 5 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 3 = 2,40$  m

**Longueur de calcul pour la travée FG :**

Travée 6 est une travée de rive alors  $L'_e = 0,8 \times 3 = 2,40$ m

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a05} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(3,43 \times 2,40^3) + (3,43 \times 2,40^3)}{8,5 \times (2,40 + 2,40)}$$

$$M_{a05} = -2,32 \text{ KN. m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{3}{2}\right) - \frac{-2,40 - (-2,32)}{(4,85 \times 3)}$$

$$X = 1,50 \text{ m.}$$

**Calcul du moment en travée DE :**

$$M_{t05} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t05} = \frac{4,85 \times 3 \times 1,50}{2} - \frac{4,85 \times 1,50^2}{2} - 2,40 + \frac{2,40 - 2,32}{3} \times 1,50$$

$$M_{t05} = 3,09 \text{ KN. m.}$$

**6) Travée (FG) ; (GH) : (3,00 ; 3,90) m**

**Longueur de calcul pour la travée FG :**

Travée 6 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 3 = 2,40$  m

**Longueur de calcul pour la travée GH :**

Travée 7 est une travée de rive alors  $L'_e = 3,90$  m

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a05} = - \frac{(p_{rw} \times L'_w{}^3) + (p_{re} \times L'_e{}^3)}{8,5 \times (L'_w + L'_e)} = \frac{(3,43 \times 2,40^3) + (3,43 \times 3,90^3)}{8,5 \times (2,40 + 3,90)}$$

$$M_{a05} = -4,68 \text{ KN. m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{3}{2}\right) - \frac{-2,32 - (-4,68)}{(4,85 \times 3)}$$

---

---

$$X = 1,33 \text{ m.}$$

**Calcul du moment en travée DE :**

$$M_{t05} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t05} = \frac{4,85 \times 3 \times 1,33}{2} - \frac{4,85 \times 1,33^2}{2} - 2,32 + \frac{2,32 - 4,67}{3} \times 1,33$$

$$M_{t05} = 2,02 \text{ KN.m}$$

**7) Travée (GH) :(3,90) m**

**Longueur de calcul pour la travée GH :**

Travée 7 est une travée de rive alors  $L' = 3,90 \text{ m}$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{aw01} = -0,2 \times \frac{p_{rw} \times L'^2}{8} = -0,2 \times \frac{3,43 \times 3,90^2}{8}$$

$$M_{aw01} = -1,30 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left(\frac{L_w}{2}\right) - \frac{(M_w - M_e)}{(P_w \times L_w)} = \left(\frac{3,90}{2}\right) - \frac{-4,68 - (-1,30)}{(4,85 \times 3,90)}$$

$$X = 1,77 \text{ m.}$$

**Calcul du moment en travée :**

$$M_{t05} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_w + \frac{M_w - M_e}{L} \times X$$

$$M_{t05} = \frac{4,85 \times 3,90 \times 1,77}{2} - \frac{4,85 \times 1,77^2}{2} - 4,68 + \frac{4,68 - 1,30}{3,90} \times 1,77$$

$$M_{t05} = 5,98 \text{ KN.m.}$$

**b) Calcul des efforts tranchants :**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2}$$

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2}$$

---

---

**Type 03 :**

**1) Travée (4,30) m**

**Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-2,18 + 7,7}{4,30} + \frac{6,64 \times 4,30}{2} = 15,56 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-2,18 + 7,7}{4,30} - \frac{6,64 \times 4,30}{2} = -12,99 \text{ KN}$$

**2) Travée (2,60) m**

**Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-7,7 + 3,22}{2,60} - \frac{6,64 \times 2,60}{2} = -10,35 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-7,7 + 3,22}{2,60} + \frac{6,64 \times 2,60}{2} = 6,91 \text{ KN}$$

**3) Travée (3,30) m**

**Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,22 + 3,64}{3,30} - \frac{6,64 \times 3,30}{2} = -10,83 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,22 + 3,64}{3,30} + \frac{6,64 \times 3,30}{2} = 11,06 \text{ KN}$$

**4) Travée (3,10) m**

**Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,64 + 3,30}{3,10} - \frac{6,64 \times 3,10}{2} = -10,39 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,64 + 3,30}{3,10} + \frac{6,64 \times 3,10}{2} = 10,10 \text{ KN}$$

**5) Travée (3) m**

**Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,30 + 3,19}{3} - \frac{6,64 \times 3}{2} = -9,99 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,30 + 3,19}{3} + \frac{6,64 \times 3}{2} = 9,92 \text{KN}$$

**6) Travée (3) m**

**Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,19 + 6,44}{3} - \frac{6,64 \times 3}{2} = -8,87 \text{KN}$$

**Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,19 + 6,44}{3} + \frac{6,64 \times 3}{2} = 11,04 \text{KN}$$

**7) Travée (3,90) m**

**Calcul des efforts tranchant (appui WEST)**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-6,44 + 1,79}{3,90} - \frac{6,64 \times 3,90}{2} = -14,18 \text{KN}$$

**Calcul des efforts tranchant (appui EST)**

$$V_e = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-6,44 + 1,79}{3,90} + \frac{6,64 \times 3,90}{2} = 11,70 \text{KN}$$

**Tableau III.4:** Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles(TERRASSE)

Travée	Moment en travée [KN.m]		Moment en appui [KN.m]				Effort tranchant [KN]
	ELU	ELS	ELU		ELS		
			Gauche	Droit	Gauche	Droit	
1	10,52	7,70	-2,18	-7,7	-1,58	-5,59	15,56
2	0,37	0,30	-7,7	-3,22	-5,59	-2,34	6,91
3	5,59	4,11	-3,22	-3,64	-2,34	-2,65	11,06
4	4,48	3,30	-3,64	-3,30	-2,65	-2,40	10,10
5	4,21	3,09	-3,30	-3,19	-2,40	-2,32	9,92
6	2,47	2,02	-3,19	-6,44	-2,32	-4,68	11,04
7	8,59	5,98	-6,44	-1,79	-4,68	-1,30	11,70

**Tableau III.6 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximum

Moment en travée [KN.m]		Moment en appui [KN.m]		Effort tranchant [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	
10,52	7,70	-7,70	-5,59	15,56

---

### III.3. Ferrailage des poutrelles :

#### ❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

##### a) En travée

$$M_t^u = 10,52 \text{ KN.m}$$

#### 1) Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$b = 60 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 20 - \frac{20}{10} = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right)$$

$$M_T = 54412,8 \text{ N.m}$$

$$M_T = 54412,8 \text{ N.m} > M_t^u = 10520 \text{ N.m}$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

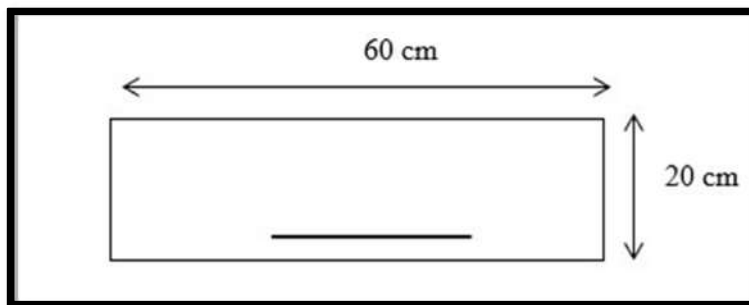


Figure III.5 : Section de calcul en travée

#### 2) Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{10520}{60 \times 14,17 \times 18^2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

---

---

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,035}) = 0,048$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,048 = 0,980$$

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

### 3) Détermination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10520}{0,980 \times 348 \times 18} = 1,71 \text{ cm}^2$$

### 4) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } \max(A, A_{\min}) = 1,71 = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Etat limite de service (E.L.S) :

#### Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = -15,6 < 0$$

$H < 0 \longrightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la nervure et  $y_1 > h_0$

#### L'axe neutre dans la nervure :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - (b - b_0)\frac{(y_1 - h_0)^2}{2} - 15A(d - y_1) + 15A'(y_1 - d') = 0$$

$$\frac{60}{2}y_1^2 - 48\frac{(y_1 - 4)^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - y_1) = 0$$

$$6y_1^2 + 227,4y_1 - 1021,2 = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = 4,06 \text{ cm}$

#### Moment quadratique

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 - \frac{(b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 + 15A'(y_1 - d')^2$$



$$I = \frac{60}{3} \times 4,06^3 - \frac{(60-12)(4,06-4)^3}{3} + 15 \times 2,36(18-4,06)^2$$

$$I = 8217 \text{ cm}^4$$

### Calcul des contraintes

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{7700 \times 10^3}{8217 \times 10^4} \times 4,06 \times 10 = 3,80 \text{ MPa}$$

### Conclusion :

- ✓  $\sigma_b < \sigma_{b\overline{=}} 15 \text{ MPa}$
  - ✓ Fissuration peu nuisible
  - (Aucune vérification pour  $(\sigma_s)$ )
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

### ❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

#### b) En appuis

$$M_a^u = -7,70 \text{ KN.m}$$

$M_a^u < 0$  La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ .

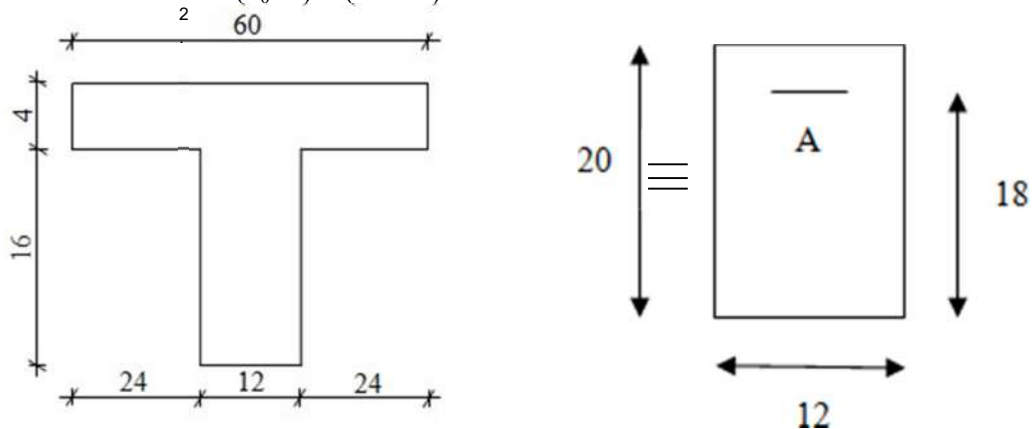


Figure.III.5 : Section de calcul en appuis

#### 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{b_0 \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{7700}{12 \times 14,17 \times 18^2} = 0,139$$

$$\mu = 0,139 < \mu_l = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,139}) = 0,188$$

---

---

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,188 = 0,924$$

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

### 2) Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_a^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7700}{0,924 \times 18 \times 348} = 1,329 \text{ cm}^2$$

### 3) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1,329; 0,26) = 1,329 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 1T14  $\longrightarrow$   $A = 1,54 \text{ cm}^2$

### ❖ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^s = -5,59 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et A'} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{7700}{5590} = 1,38$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,142 < 0,44 \Rightarrow$  Les armatures calculées à ELU seront maintenues à l'ELS.

### Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 15,56 \text{ KN} = 15560 \text{ N}$$

---

### Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u = 15560 \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

### Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} = 236 \text{ mm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 15560 - \frac{7700 \times 100}{0,9 \times 18} \right] = -89,51 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

### Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{15560}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,720 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :

$$\tau_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[ 0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,720 \text{ MPa} < \tau = 3,33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

### Section des armatures transversales $A_t$ :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

**On prend:**  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow 2\phi_6$        $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

---

## L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times K}{0,8 \times f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$K = 1$  (Flexion simple)

$$\alpha = 90 \rightarrow \begin{cases} \sin\alpha = 1 \\ \cos\alpha = 0 \end{cases}$$

**Donc :**

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,8 \times 235}{12 \times (0,720 - 0,3 \times 2,1)} = 99,22 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} = \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} = \frac{0,57 \times 235}{12 \times 0,4} = 27,91 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm.}$$

Donc : on adopte  $\delta_t = 15 \text{ cm}$ .

## Vérification de la flèche

### Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{430} = 0,046 < 0,063$$

Avec  $l = 4,3 \text{ m}$  (la plus grande portée) □ (Condition non vérifiée).

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_a^s} \right) = \frac{1}{10} \times \left( \frac{7700}{5590} \right) = 0,137$$

Avec  $M_t^s$ : le moment max en travée □ (Condition vérifiée).

$$\frac{A_t^s}{b_a \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 \leq \frac{4,2}{235} = 0,018 \rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

## Conclusion :

Une des trois conditions n'est pas vérifiée  $\longrightarrow$  Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :  $\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{t \max}$

$f_{gv}; f_{gi}$ : Les flèches dus à la charge  $g$  ;

---

$f_{ji}$ : La flèche dus à la charge  $j$  ;

$f_{pi}$ : La flèche dus à la charge totale  $p$  et

$g$ : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 7,09 = 4,25 \text{ KN/ml}$$

$j = g$ : charge permanente avant mise en place de cloisons ;

$$j = g = 4,25 \text{ KN/ml}$$

$p$  : charge totale ;

$$p = (G + Q) \times 0,6 = (7,09 + 1) \times 0,6 = 4,85 \text{ KN/ml}$$

#### **Calcul des moments fléchissant :**

On utilise la méthode de Caquot minorée pour calcul les moment  $M_g$ ,  $M_p$  et  $M_j$  :

$$M_g = 785,8 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 896,7 \text{ daN.m}$$

$$M_j = 785,8 \text{ daN.m}$$

#### **Calcul du module de déformation longitudinale :**

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

#### **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda}$$

$I_0$ : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

#### **Coordonnées du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + (n \times A \times d) + \left(h_0 \times b \times \frac{h_0}{2}\right)}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} + 4\right) + (15 \times 2,36 \times 18) + \left(4 \times 60 \times \frac{4}{2}\right)}{60 \times 4 + 12 \times (20 - 4) + 15 \times 2,36}$$

$$V_1 = \frac{2304 + 637,2 + 480}{467,4} = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \times \frac{V_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(V_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{V_2^3}{3} + n \times A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = 60 \times \frac{7,32^3}{3} - (60 - 12) \times \frac{(7,32 - 4)^3}{3} + 12 \times \frac{12,68^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 7,32)^2$$

$$I_0 = 19451,64 \text{ cm}^4$$

### Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

$\sigma_s$ : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,092$$

$$\beta_1 = 0,856$$

$\rho$ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7858}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 216,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{8967}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 246,59 \text{ MPa}$$

### Calcul de $\mu_g$ , $\mu_j$ et $\mu_p$ :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 216,09 + 2,1} = 0,981$$

$$\mu_g = \mu_j = 0,981$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 246,59 + 2,1} = 0,966$$

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda}$$

**Avec**

$I_f$ : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$ : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$ : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0109 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right)}$$

$$\lambda_i = 3,71$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0109 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right)}$$

$$\lambda_v = 1,48$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 19451,64}{1 + 0,981 \times 3,71}$$

$$I_{fg}^i = 4\,611,86 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_v} = \frac{1,1 \times 19451,64}{1 + 0,981 \times 1,48}$$

$$I_{fg}^v = 8\,726,69 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_p \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 19451,64}{1 + 0,966 \times 3,71}$$

$$I_{fp}^i = 4\,667,85 \text{ cm}^4$$

**Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{7858 \times 430^2}{10 \times 10818,87 \times 8726,69} = 1,538 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{7858 \times 430^2}{10 \times 32164,2 \times 4611,86} = 0,979 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{7858 \times 430^2}{10 \times 32164,2 \times 4667,85} = 0,967 \text{ cm}$$

**La flèche totale :**

---

---

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (1,538 - 0,979) + (0,967 - 0,979) = 0,487$$

$$\Delta_{ft} = 0,547 \text{ cm}$$

### **La flèche admissible :**

$$l = 4,30 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{l}{5} = \frac{4,3}{5} = 0,86$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,547 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,86 \text{ cm}$$

### **La flèche est vérifiée.**

## **IV.3. La dalle pleine :**

### **IV.3.1. Principe de calcul :**

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions, et le calcul se fait en flexion simple. Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés.
- Considérons 2 bandes :
  - Une bande suivant le sens x de longueur  $l_x$  de largeur 1 m.
  - Une bande suivant le sens y de longueur  $l_y$  de largeur 1 m.

### **IV.3.2. Calcul du ferrailage :**

L'épaisseur des panneaux :  $e = 16 \text{ cm}$ .

$$\text{Le rapport : } \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{430}{520} = 0,82$$

$0,4 < \alpha = 0,82 < 1 \rightarrow$  Donc la dalle travaille dans deux sens.

### **IV.3.3. Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. D'après l'article A.7.2 ,2 BAEL91, [C.B.A 93] on a :

$$h_d = 16 \text{ cm}.$$

$$\emptyset_{\max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{16}{10} = 1,6 \rightarrow \text{Donc on prend } \emptyset = 10 \text{ mm}.$$

#### **a) Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

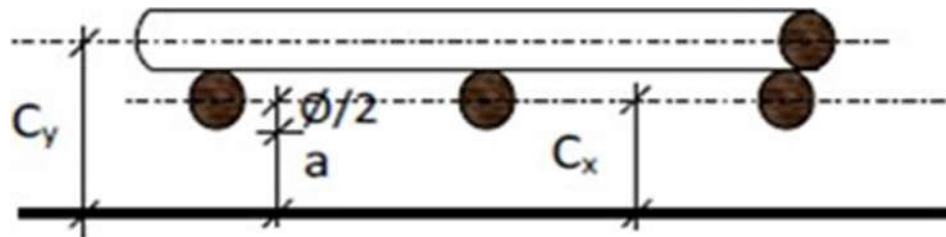


$$\begin{cases} a = 1\text{cm} \\ C_x = \left(a + \frac{\phi}{2}\right) \rightarrow C_x = \left(10 + \frac{10}{2}\right) = 15\text{ mm} \\ C_x = \left(a + \phi + \frac{\phi}{2}\right) \rightarrow C_x = \left(10 + 10 + \frac{10}{2}\right) = 25\text{ mm} \end{cases}$$

**b) Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1,5 = 14,5\text{ cm.}$$

$$d_y = h_d - c_y = 16 - 2,5 = 13,5\text{ cm.}$$



**Figure.III.6 : Enrobage**

#### **IV.3.4. Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :**

$$G = 552\text{ daN} \quad \text{ELU} : 1,35 \cdot G + 1,5Q = 1120,2\text{daN/m}^2$$

$$Q = 250\text{ daN} \quad \text{ELS} : G + Q = 802\text{daN/m}^2$$

➤ **Pour une bonde de 1m**

$$\text{ELU} \times 1 = 1120,2\text{daN/ml}$$

$$\text{ELS} \times 1 = 802\text{daN/ml}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \rightarrow \text{La direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{La direction } l_y$$

➤  $\mu_x$  et  $\mu_y = f\left\{\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \nu\right\}$

➤ **Et Coefficient de poisson :**  $\begin{cases} \nu = 0 \text{ pour le beton fissure ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ pour le beton fissure ELS} \end{cases}$

• **Calcul des moments fléchissant :**

• **Calcul des sollicitations :**

Panneau plus sollicité (panneau d'angle )

---

## ELU

$$l_x = 4,3\text{m}; \quad l_y = \text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,3}{5,2} = 0,82 > 0,4$$

✓ Donc la dalle travaille dans deux sens.

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0561 \times 1120,2 \times 4,3^2 \times 10$$

$$M_x^u = 12\,656,96 \text{ N.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \cdot M_x = 0,5959 \times 12\,656,96$$

$$M_y^u = 7\,542,28 \text{ N.m}$$

- **En travée**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x^u = 0,85 \times 12\,656,96 = 10\,758,42 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 7\,542,28 = 6\,410,94 \text{ N.m}$$

- **En appui**

### Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 12\,656,96 = -6\,328,48 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 7\,542,28 = -3\,771,14 \text{ N.m}$$

## ELS

$$l_x = 4,3\text{m}; \quad l_y = 5,2\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,3}{5,2} = 0,82 > 0,4$$

✓ Donc la dalle travaille dans deux sens.

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

$$M_x^s = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0628 \times 802 \times 4,3^2 \times 10$$

$$M_x^s = 93\,12,59 \text{ N.m}$$

$$M_y^s = \mu_y \cdot M_x = 0,7111 \times 9\,312,59$$

---

---

$$M_y^s = 6\,622,18 \text{ N.m}$$

- **En travée**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x^s = 0,85 \times 9\,312,59 = 7\,915,70 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y^s = 0,85 \times 6\,622,18 = 5\,628,86 \text{ N.m}$$

- **En appui**

#### **Appuis intermédiaires**

$$M_{aix} = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 9\,312,59 = -4\,656,29 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0,5 \times M_y^s = -0,5 \times 6\,622,18 = -3\,311,09 \text{ N.m}$$

### **III.3.5. Calcul de ferrailage**

#### **a) Sens X-X :**

- **En travée :**

➤ **ELU**

$$M_{tx}^u = 10\,758,42 \text{ N.m}$$

#### **1) Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{10\,758,42}{100 \times 14,5^2 \times 14,17} = 0,036 < 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,036)} \right)$$

$$\alpha = 0,045$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,045$$

$$\beta = 0,981$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10\,758,42}{348 \times 14,5 \times 0,981}$$

$$A_{tx}^u = 2,17 \text{ cm}^2$$

#### **2) Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 2,17 \text{ cm}^2$$

---

### 3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

#### Choix des armatures :

$$A = 5T10 = 3,92\text{cm}^2 \text{ (} e = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \text{ CV)}$$

➤ **ELS**

$$M_{tx}^s = 7\,915,70\text{N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{10\,758,42}{7\,915,70} = 1,35$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42 > 0,045$$

➤ Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

- **En appui :**

➤ **ELU**

$$M_{ax}^u = -6\,328,48\text{N.m}$$

#### 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{6\,328,48}{100 \times 14,5^2 \times 14,17} = 0,020 < 0,392(\text{acierFeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,020)} \right)$$

$$\alpha = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,025$$

$$\beta = 0,989$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6328,48}{348 \times 14,5 \times 0,989}$$

$$A_{tx}^u = 1,26\text{cm}^2$$

#### 2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28\text{cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1,26\text{cm}^2$$

#### 3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

---

---

**Choix des armatures :**

$$A = 5T10 = 3,92\text{cm}^2 \text{ (e = 20cm < 33cm...CV)}$$

➤ **ELS**

$$M_{\text{ax}}^s = -4\,656,29 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{\text{ax}}^u}{M_{\text{ax}}^s} = \frac{6328,42}{4656,29} = 1,35$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,429 > 0,025$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

**b) Sens Y-Y :**

- **En travée :**

➤ **ELU**

$$M_{\text{ty}}^u = 6\,410,94 \text{ N.m}$$

**1) Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{\text{ty}}^u}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{6\,410,94}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,023 < 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,023)} \right)$$

$$\alpha = 0,030$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,030$$

$$\beta = 0,987$$

$$A_{\text{tx}}^u = \frac{M_{\text{ty}}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6410,97}{348 \times 13,5 \times 0,987}$$

$$A_{\text{ty}}^u = 1,38\text{cm}^2$$

**2) Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\text{min}} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28\text{cm}^2$$

$$A_{\text{t}}^u = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \rightarrow A_{\text{t}}^u = 1,38\text{cm}^2$$

**3) Espacement maximale des armatures**

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

**Choix des armatures :**

$$A = 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2 \text{ (e = 20 cm < 33 cm ... CV)}$$

➤ **ELS**

$$M_{ty}^s = 5\,628,86 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{6410,96}{5\,628,86} = 1,13$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,319 > 0,021$$

➤ Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

• **En appui :**

➤ **ELU**

$$M_{ay}^u = -3\,771,14 \text{ N.m}$$

**1) Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{3771,14}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,014 < 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)}\right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,014)}\right)$$

$$\alpha = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,029$$

$$\beta = 0,992$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3771,14}{348 \times 13,5 \times 0,992}$$

$$A_{ay}^u = 0,80 \text{ cm}^2$$

**2) Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay}^u = \text{Max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_{ay}^u = 1,28 \text{ cm}^2$$

**3) Espacement maximale des armatures**

$$e \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

**Choix des armatures :**

$$A = 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2 \quad (e = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \text{CV})$$

➤ **ELS**

$$M_{ay}^s = -3\,311,09 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans

- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{3771,14}{3311,09} = 1,13$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,319 > 0,012$$

➤ Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

### IV.3.6. Vérification

- Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

$$T_{max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u)$$

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{1120,2 \times 4,3}{2} \times \frac{5,2^4}{5,2^4 + 4,3^4}$$

$$T_x^u = 1\,641,08 \text{ daN}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{1120,2 \times 5,2}{2} \times \frac{4,3^4}{4,3^4 + 5,2^4}$$

$$T_y^u = 927,95 \text{ daN}$$

$$T_{max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u)$$

$$T_{max} = 1641,08 \text{ daN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{1641,08 \times 10}{(100 \times 14,5) \times 100} = 0,11 \text{ MPa} < \tau_a = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

➤ Il n'y a pas de reprise de bétonnage. Les armatures transversales ne seront pas nécessaires.

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{430} = 0,036 < \frac{1}{16} = 0,06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} \rightarrow \frac{7915,70}{2 \times 9312,59} \rightarrow 0,036 < 0,42 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées ; donc, le calcul de la flèche est nécessaire et pour ça on doit vérifier si :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$$j = G - \text{poids des murs } 1\text{m}$$

$$j = 552 - 100 = 452 \text{ daN/m}$$

$$G = g \times 1 \text{ m} = 552 \text{ daN/m}$$

$$p = G + Q = 802 \text{ daN/m}^2 \times 1 \text{ m} = \text{daN/ml}$$

- **Calcul des moments fléchissant**

$$M_g = 0,75 \times \mu_x \times G \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0561 \times 552 \times 4,3^2$$

$$M_g = 429,43 \text{ daN.m}$$

$$M_j = 0,75 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0561 \times 452 \times 4,3^2$$

$$M_j = 351,63 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 0,75 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0,75 \times 0,051 \times 802 \times 4,3^2$$

$$M_p = 623,92 \text{ daN.m}$$

- **Module de déformation longitudinale**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

- **Calcul du moment d'inertie  $I_0$  :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 3,92 \times 14,5)}{(100 \times 16) + (3,92 \times 15)} = 8,23 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,23 = 7,76 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b \times V_2^3}{3} + \eta \times A_s \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8,23^3}{3} + \frac{100 \times 7,76^3}{3} + 15 \times 3,92 \times (7,76 - 1,5)^2$$

$$I_0 = 36\,140,74 \text{ cm}^4$$

- **Pourcentage des armatures**

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3,92}{100 \times 14,5} = 0,002703$$

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0,2703$$

- **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{4234,3}{3,92 \times 0,926 \times 14,5} = 80,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{6239,3}{3,92 \times 0,926 \times 14,5} = 118,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{3516,3}{3,92 \times 0,926 \times 14,5} = 66,80 \text{ MPa}$$



- Calcul de  $\mu_g$ ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$

$$\mu_g = 1 - \left[ \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,002703 \times 80,44 + 2,1} \right]$$

$$\mu_g = 0,23$$

$$\mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,002703 \times 118,54 + 2,1} \right]$$

$$\mu_p = 0,086$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,002703 \times 66,80 + 2,1} \right]$$

$$\mu_j = 0,30$$

- Calcul des moments d'inertie fictifs

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,002703}$$

$$\lambda_i = 7,76$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 7,76 = 3,10$$

- Pour la charge (g)

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36\,140,74}{1 + 7,76 \times 0,23}$$

$$I_{fg}^i = 14275,62 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36\,140,74}{1 + 3,10 \times 0,23}$$

$$I_{fg}^v = 23207,68 \text{ cm}^4$$

- Pour la charge (j)

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 36\,140,74}{1 + 7,76 \times 0,30}$$

$$I_{fj}^i = 11945,54 \text{ cm}^4$$

---

▪ **Pour la charge (p)**

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 36\,140,74}{1 + 7,76 \times 0,086}$$

$$I_{fp}^i = 23842,94 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des flèches partielles**

$$f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4294,3 \times 430^2}{10 \times 32164,20 \times 14275,62} = 0,17$$

$$f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{4294,3 \times 430^2}{10 \times 10818,87 \times 14275,62} = 0,29$$

$$f_j^i = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{3516,3 \times 430^2}{10 \times 32164,20 \times 11945,54} = 0,16$$

$$f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{6239,2 \times 430^2}{10 \times 32164,20 \times 23842,94} = 0,15$$

**La flèche admissible :**

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ftmax} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{ft} = (0,29 - 0,16) + (0,15 - 0,17) \leq \Delta_{ftmax} = \frac{430}{500}$$

$$\Delta_{ft} = 0,11 < \Delta_{ftmax} = 0,86 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

---

**CHAPITRE IV :**  
**Étude des éléments**  
**Non structuraux**

---

## IV.1 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé encastré au niveau de la périphérie d'un plancher terrasse non-accessible. Il a pour rôle d'empêcher le ruissèlement des eaux pluviales sur la façade et forme une paroi contre toute chute de l'ouvrier. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort horizontal Q dû à l'action de la main courante qui engendre un moment de renversement M au niveau de l'encastrement. Le calcul se fait en flexion composée pour une bande de longueur unité (1m).

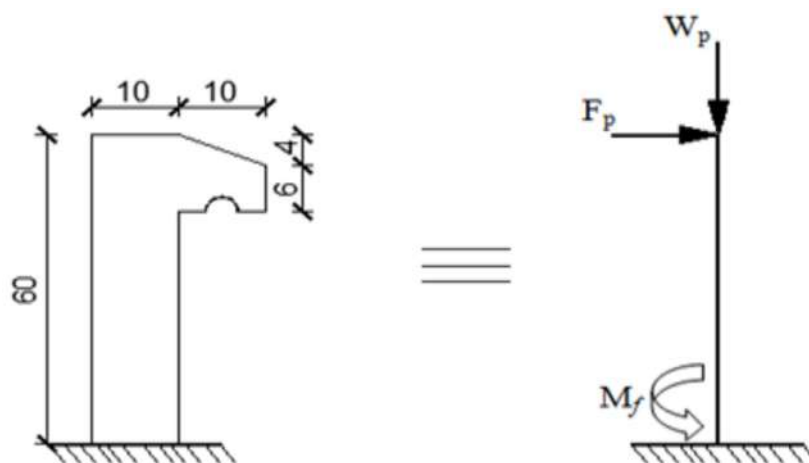


Figure 3-1 : les dimensions d'acrotère.

## IV.2. Détermination des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation, on prend le maximum entre (1 KN et  $F_p$ ).

**Le poids propre  $W_p$  :**

$$\text{Surface : } S = (0,6 \times 0,1) + (0,06 \times 0,1) + \left(\frac{0,04 \times 0,1}{2}\right) = 0,068 \text{ m}^2.$$

$$W_p = \rho \times S = 25 \times 0,068 = 1,7$$

$$W_p = 1,7 \text{ KN.}$$

**La force horizontale  $F_p$  :**

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

---

A : Coefficient d'accélération de la zone ; A = 0,15

C<sub>p</sub>: Facteur de force horizontale ; C<sub>p</sub> = 0,8

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7$$

$$F_p = 0,816 \text{ KN}$$

**ELU :**

$$\begin{cases} N_u = 1,35 \times W_p \\ M_u = 1,5 \times F_p \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1,35 \times 1,70 = 2,295 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 \times 0,816 \times 0,6 = 0,7344 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 2295 \text{ N} \\ M_u = 734,4 \text{ N.m} \end{cases}$$

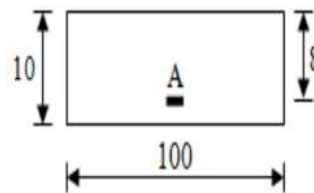
**ELS :**

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1,70 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0,816 \times 0,6 = 0,4896 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1700 \text{ N} \\ M_{ser} = 489,6 \text{ N.m} \end{cases}$$

#### **IV.1.1. Détermination de la section d'armature :**

Pour une bande de 1m de largeur ; la section de calcul est (100×10) cm<sup>2</sup>.

**Position de point d'application de l'effort normal N :**



**Figure. IV.1.1 :** section de calcul.

**Calcul de l'excentricité :**

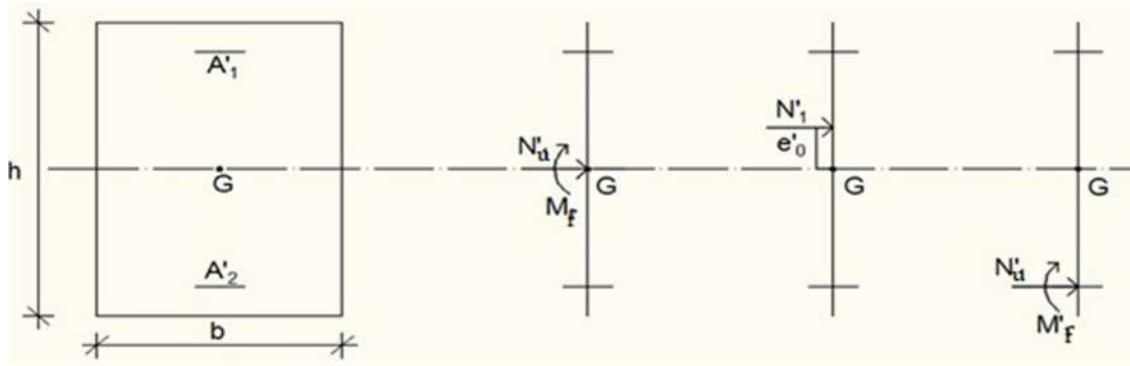
➤ **Etat limite ultime :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{734,4}{2295} = 0,32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

La section sera étudiée en flexion simple avec M<sub>f</sub> moment fictif par rapport aux armatures tendues.



**Figure. IV.1.2:** Position du point d'application de l'effort normal  $N_u$

$$M_f = N_u \times e = N_u \times \left( e_0 + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 2,295 \times \left( 0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right)$$

$$M_f = 0,803 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10}$$

$$d = 10 - \frac{10}{10} = 9 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,803 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 9^2} = 0,0069$$

$$\mu = 0,0069 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0087$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0087$$

$$\beta = 0,996$$

---

### IV.1.3 Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,803 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,257 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,257 - \frac{2295}{100 \times 348} = 0,19 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} = 1,086 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,086 \text{ cm}^2$

**Choix des armatures :**

$$5T10 \Rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0,982 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$4T8 \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$$

**L'espacement des armatures :**  $e=25 \text{ cm}$

➤ **Etat limite service (ELS) :**

$$M_s = 489,6 \text{ N.m}$$

$$N_{\text{ser}} = W_p = 1700 \text{ N.m}$$

$$e_a = \frac{M_s}{N_s} + \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$e_a = \frac{489,6}{1700} + 0,09 - \left( \frac{0,10}{2} \right) = 0,248 \text{ m}$$

$$e_a = 0,248 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,016 \text{ m}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression  $N_{\text{ser}}$  se trouve en dehors de la section  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée (S.P.C).

---

---

### Vérification au cisaillement (ART : 5.1.21. BAEL91 ; CBA93)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où.

Effort tranchant :  $T = F_p \times 1 = 0,816 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{avec } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPa}\right) = \min(0,1 \times 25; 4) = 2,5\text{MPa}.$$

Tel que :  $T_u^{\max} = 0,816 \text{ KN}$

$$\checkmark \quad \tau_u = \frac{0,816 \times 10^{-3}}{100 \times 90} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \tau_u = 0,09 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

### Vérification de l'adhérence des barres (ART A.6.1.3-BAEL91, CBA93)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \times \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\psi_s$  : Coefficient de scellement  $\rightarrow 1,5$  pour FeE400.

$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\phi$  : Somme du périmètre utile des barres n nombre des barres.

$\phi$  : Diamètre des barres ( $\phi = 10 \text{ mm}$ )

$$\sum_{i=1}^n U_i = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \quad \tau_{se} = \frac{0,816 \times 10^3}{0,9 \times 90 \times 125,6} = 0,08 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \tau_{se} = 0,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

### Longueur de scellement droit (ART A.1.2.2-BAEL 91, CBA93)

$$\checkmark \quad L_s = 40\phi \rightarrow \text{pour FeE400}$$

$$\checkmark \quad L_s = 50\phi \rightarrow \text{pour FeE500 et les ronds lisses.}$$

Dans notre cas : FeE400 :  $L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$



---

---

➤ **Vérification à L'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Donc on doit vérifier les conditions suivantes :

- ✓ La contrainte dans les aciers :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
- ✓ La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

• **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right]$

Tel que :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} \rightarrow \begin{cases} \eta = 1.6 \text{ pour les HA} \\ \eta = 1 \text{ pour les RL} \end{cases}$$

Dans notre cas :  $\eta = 1.6$

$$K = \frac{M_s}{I} \text{ avec } I : \text{Moment d'inertie}$$

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

y : Position de l'axe neutre.

✓ **Position de l'axe neutre :**

$$by^2 + 30(A + A')y - 30(dA + d'A') = 0$$

$$100y^2 + 117,9y - 1061,6 = 0 \Rightarrow y = 2,72 \text{ cm.}$$

✓ **Calcul de moment d'inertie I :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 + A(y - d)^2 \Rightarrow I = 3150,67 \text{ cm}^4$$

✓  $\bar{\sigma}_s = \min[226.6 \text{ MPa}; \max(200 \text{ MPa}; 201.6 \text{ MPa})] = 201.6 \text{ MPa}$

✓  $\sigma_s = nK(d - y)$  tel que  $n = 15$ ;

✓  $\sigma_s = 15 \times 0,015(90 - 27,2) = 14,13 \text{ MPa}$

✓  $\sigma_s = 14,13 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$

---

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton**

✓  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

✓  $\sigma_{bc} = K \times y = 0,015 \times 2,72 = 0,04 \text{ MPa}$

✓  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 0,04 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

- **Vérification de l'écartement des barres**

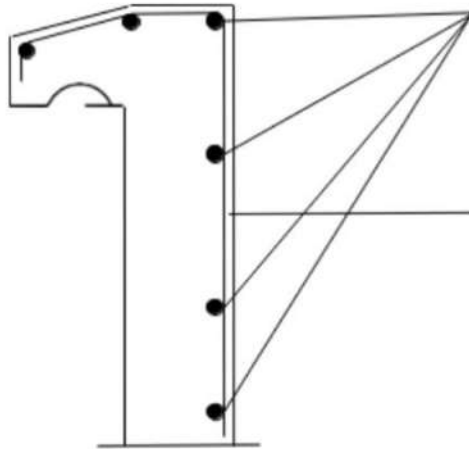
$s_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(30\text{cm}; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

On prend  $S_t = 25\text{cm} < 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

✓ Armature de répartition

$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(40\text{cm}; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

On prend  $s_t = 15\text{cm} < 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

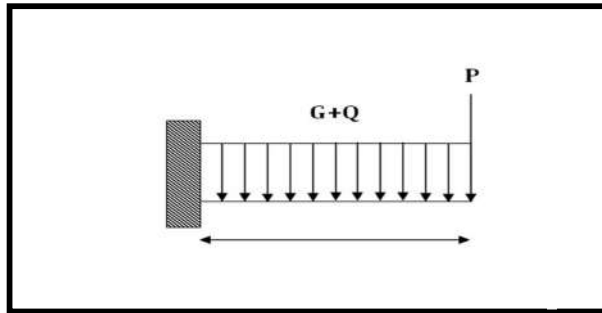


**Figure.IV.2** : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## **IV.2. Étude des balcons :**

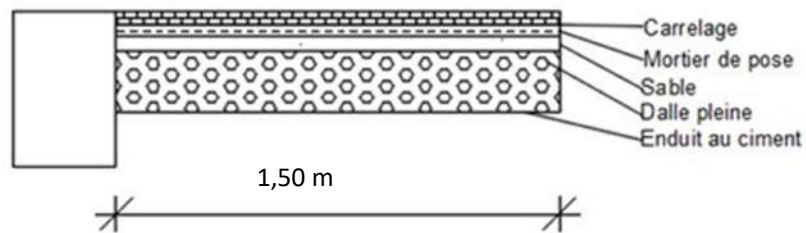
### **Définition :**

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « P ».



**Figure IV.2.1:** Schéma statique du balcon

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,45 m.



**Figure IV.1.2 :** Coupe sur balcon.

**Epaisseur du balcon :**

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{150}{10} \Rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$$

On prend  $e_p = 16 \text{ cm}$  (condition en chapitre II).

#### IV.2.1. Détermination des charges et surcharges

**Charge concentrée :**

La charge concentrée du garde-corps :

$$\Sigma P = P_{\text{enduit}} + P_{\text{brique}}$$

$$P_{\text{enduit}} = 2 \times e_p \times \gamma \times h = 2 \times 0,02 \times 18 \times 1,2 = 0,864 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{brique}} = e_p \times \gamma \times h = 0,1 \times 9 \times 1,2 = 1,08 \text{ KN.}$$

$$P = 1,942 \text{ KN.}$$

#### IV.2.2. Calcul à l'état limite ultime (E.L.U) :

- **Combinaison de charges :**

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times l$$

$$Q_u = ((1,35 \times 6,88 + 1,5 \times 3,5) \times 1,50) \times 1 = 20,80 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1,35 \times 1,942 = 2,6217 \text{ KN.}$$

- **Le moment des charges et surcharges :**

##### ➤ **Etat limite ultime (E.L.U)**

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} - p_u \times l = \frac{-20807 \times 1,50^2}{2} - 2621,7 \times 1,50$$

$$M_u = -1,9475325 \times 10^4 \text{ N.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_u = -Q_u \times l - p_u = -20807 \times 1,50 - 2621,7 = -2,85888 \times 10^4 \text{ N}$$

##### ➤ **Etat limite service (E.L.S)**

$$Q_s = (G + Q) \times l$$

$$Q_s = (6,88 + 3,5) \times 1,50 = 15,57 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \times l^2}{2} - p_s \times l = \frac{-15570 \times 1,50^2}{2} - 1942 \times 1,50 = -1,460325 \times 10^4 \text{ N.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_s = -Q_s \times l - P_s = -15570 \times 1,50 - 1942 = -2,5297 \times 10^4 \text{ N}$$

#### IV.2.3. Détermination du ferrailage :

##### ➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

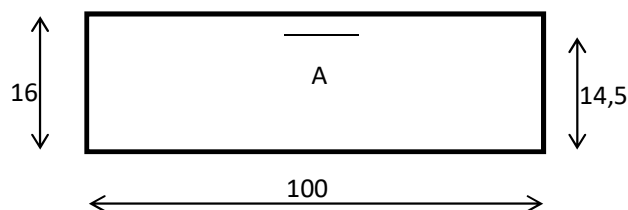


Figure IV.2.6 : Section de calcul.

##### **Calcul de l'enrobage**

$$\varnothing \leq \frac{h_d}{10} = \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

On prendra  $\rightarrow \varnothing = 10 \text{ mm}$

---

---

$$c = a + \frac{\emptyset}{2} = 10 + 5 = 15 \text{ mm}$$

$$d = h_d - c = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

**Calcul du moment réduit :**

$$\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1,9475325 \times 10^4}{14,17 \times 100 \times 14,5^2} = 0,065$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,668$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,73$$

$$u_1 = 0,8 \times \alpha(1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$u_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

**Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,065)} \right) = 0,084$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,113 = 0,966$$

$$A = \frac{1,9475 \times 10^4}{348 \times 0,954 \times 13,5} = 3,99 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

Condition de non fragilité [CBA91/A4.2.1] :

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max ( A_{\text{cal}} ; A_{\min} ) \rightarrow A = 3,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des armatures :**

$$5T12/\text{ml} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

**Etat limite de service (E.L.S) :**

---

---

$$M_s = 1,460325 \times 10^4 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et } A' \neq 0 \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{acier FeE400} \end{array} \right.$$

Avec

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,947 \times 10^4}{1,460 \times 10^4} = 1,33$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,3 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41$$

### Conclusion

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Aucune vérification pour } \sigma_s \\ \text{(Fissuration préjudiciable)} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Les armatures calculées à ELU seront maintenues}$$

### Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

### Choix des armatures :

$$4T8 \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$$

### Espacement :

$$e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

### Calcul des armatures transversales :

$$T_u^{\max} = 1,35G + 1,5Q \times L + 1,35P \times 1$$

$$T_u^{\max} = (1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 3,5) \times 1,5 + 1,35 \times 1,94 \times 1$$

$$T_u^{\max} = 24,426 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{24426}{100 \times 100 \times 14,5} = 0,168 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

### Conclusion

$\tau_u = 0,168 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

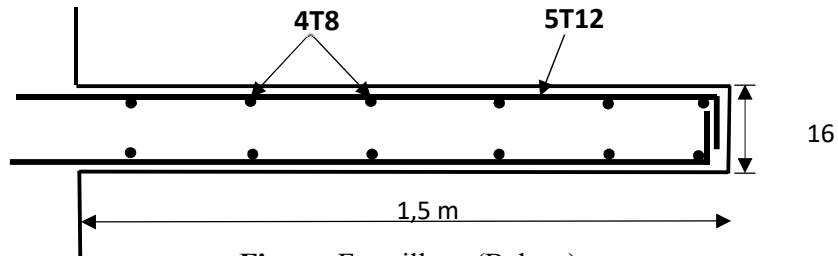
### IV.2.4. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{16}{150} = 0,106 > 0,05 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 14,5} = 0,0030 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

• **Conclusion :**

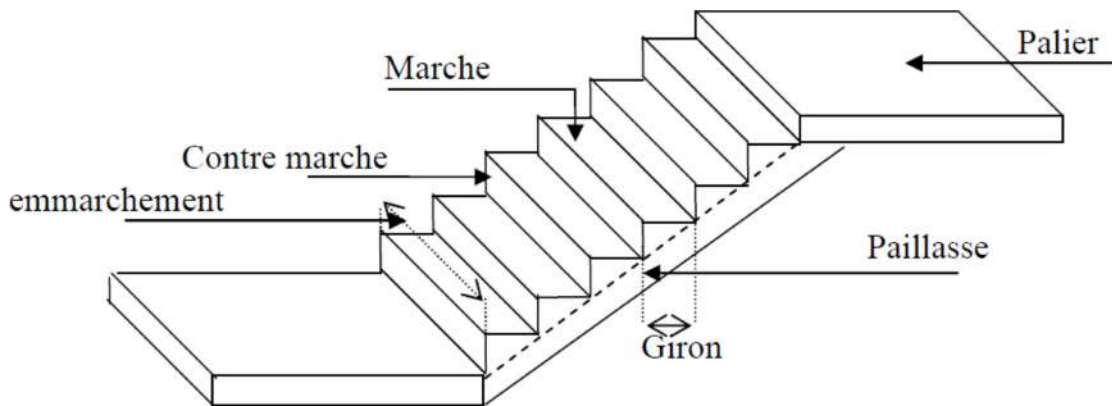
Les deux (02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire



**Figure.** Ferrailage (Balcon)

**II.6- Pré dimensionnement escaliers :**

Les escaliers sont des éléments importants, permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à des forces diverses (poids propre, les surcharges dues aux différents accès des personnes, équipements...)



**Figure :** schéma d'un escalier.

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :  $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

Pour la hauteur de marche :  $14 \text{ cm} < h < 20 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend : **h = 17 cm**

Pour la largeur de marche :  $22 \text{ cm} < g < 33 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend : **g = 30 cm**

$$m = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \text{ (CV)}$$

• **La hauteur RDC et étage courant : he= 3.40m**

- La hauteur de volée 1 : hv= 1,70m

- La hauteur de volée 2 : hv= 1,70 m

---

**Pour volée 1 :**

$$\text{Nombre de contre marche : } N_c = \frac{H_v}{h} = 170/17 = 10$$

$$\text{Nombre des marches : } N_m = N_c - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ Marche}$$

$$L = g \times N_m = 30 \times 9 = 270 \text{ cm} = 2,70 \text{ m}$$

$$\text{Inclinaison : } \tan \alpha = \frac{h_v}{l} = \frac{170}{270} \Rightarrow \alpha = 32,19^\circ$$

$$\text{Epaisseur de la paillasse } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = \frac{H_v}{\sin \alpha} = 3,20 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } \frac{3,2}{30} \leq e \leq \frac{3,2}{20} \Rightarrow 0,10 \leq e \leq 0,16$$

On adopte :  $e = 16 \text{ cm}$

**• La hauteur sous sol :  $h_s = 3.00 \text{ m}$**

- La hauteur de volée 1 :  $h_v = 1,5 \text{ m}$

- La hauteur de volée 2 :  $h_v = 1,5 \text{ m}$

**Pour volée 1 :**

$$\text{Nombre de contre marche : } N_c = \frac{H_v}{h} = 150/17 = 9$$

$$\text{Nombre des marches : } N_m = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ Marche}$$

$$L = g \times N_m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm} = 2,40 \text{ m}$$

$$\text{Inclinaison : } \tan \alpha = \frac{h_v}{l} = \frac{150}{240} \Rightarrow \alpha = 32,19^\circ$$

$$\text{Epaisseur de la paillasse } \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = \frac{H_v}{\sin \alpha} = 2,80 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } \frac{2,80}{30} \leq e \leq \frac{2,80}{20} \Rightarrow 0,09 \leq e \leq 0,14$$

On adopte :  $e = 16 \text{ cm}$



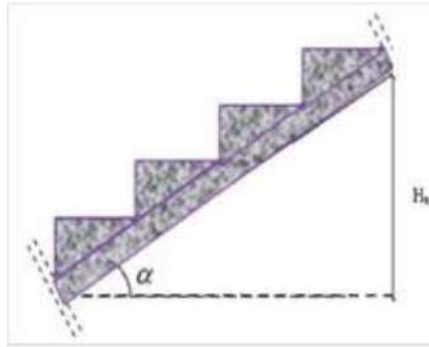


Figure : L'inclinaison de la Paillasse

**Les charges de la paillasse :**

**Tableau :** Charges de la paillasse

Désignation	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	20	0.02	0.40
Revêtement verticale	20	0.013	0.26
Matière de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de la paillasse	25	$0.16/\cos \alpha$ ( $\alpha=29,53$ )	4.59
Poids propre des marches	22	0.17 (1/2)	1.87
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
		Charge permanent G	G = 7,72 (KN/m <sup>2</sup> )
		Charge d'exploitation Q	Q = 2.50 (KN/m <sup>2</sup> )

**Les charges du palier :**

**Tableau :** Charges du palier

Désignation	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sub>3</sub> )	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement de carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.16	4
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
		Charge permanent G	G = 5.52(KN/m <sup>2</sup> )
		Charge d'exploitation Q	Q = 2.5 (KN/m <sup>2</sup> )

	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
<b>E.L.U</b>	11,20	14,17

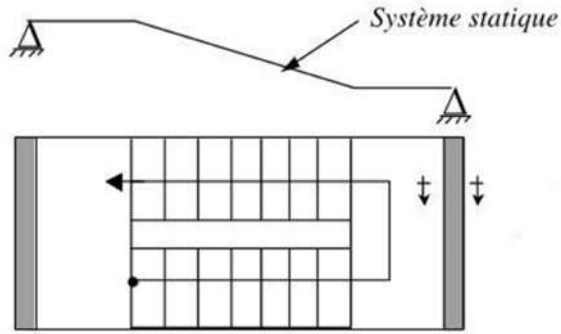
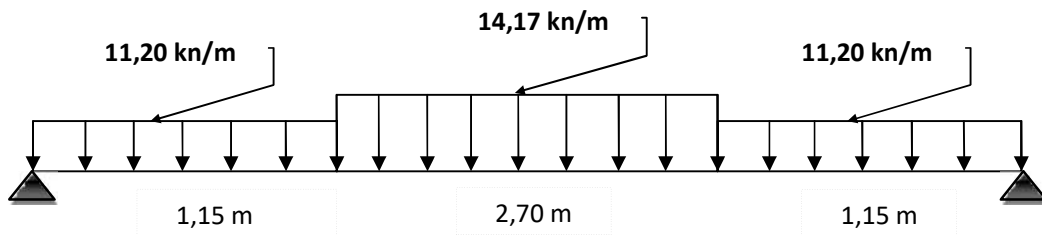


Fig : schéma statique

**Pour l'étage Courant :**

**Type 01 :**



• Calcul des sollicitations se fait en utilisant ( RDM6 )

• **Moments fléchissant (ELU) :**

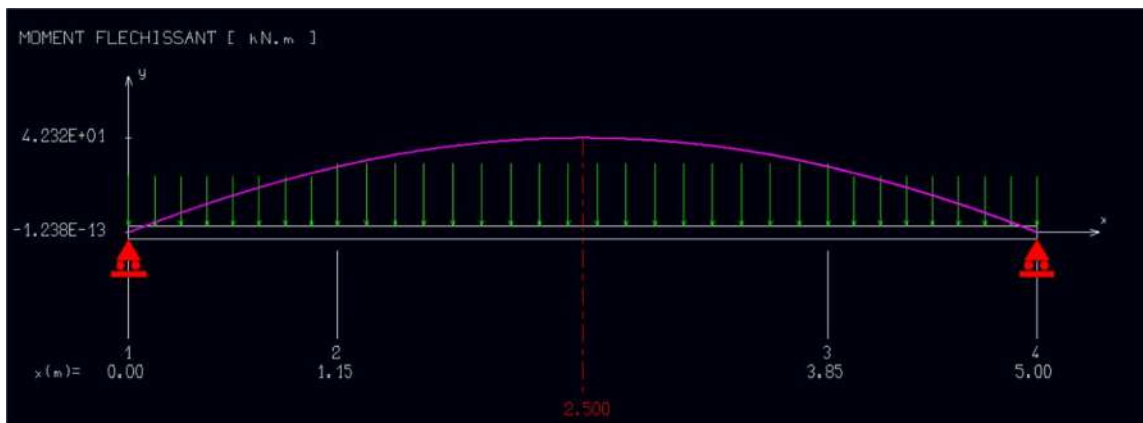


Fig : diagramme de Moments fléchissant (ELU)

• Efforts tranchant (ELU) :

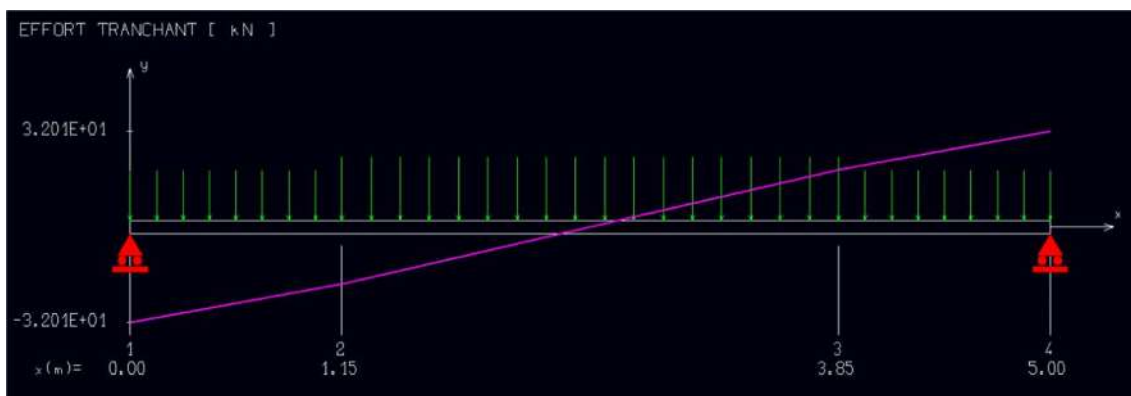


Fig : diagramme de l'effort tranchant (ELU)

• Moment fléchissant (ELS) :

	Palier (KN/ml)	Paillasse (KN/ml)
<b>E.L.S</b>	8,02	10,22

• Calcul des sollicitations se fait en utilisant ( RDM6 )

• Moments fléchissant (ELS):

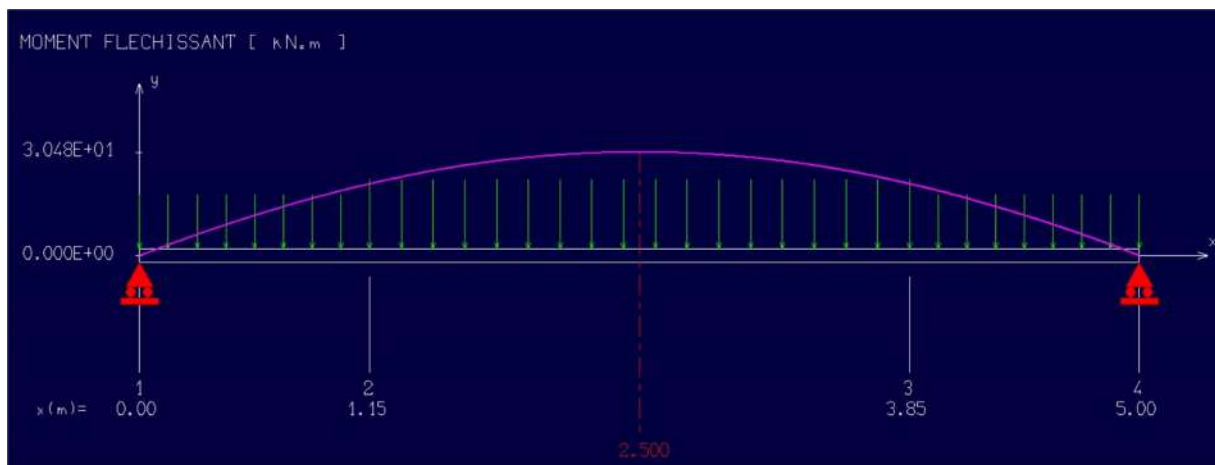


Fig : diagramme de Moments fléchissant (ELS)

• Efforts tranchant (ELS) :

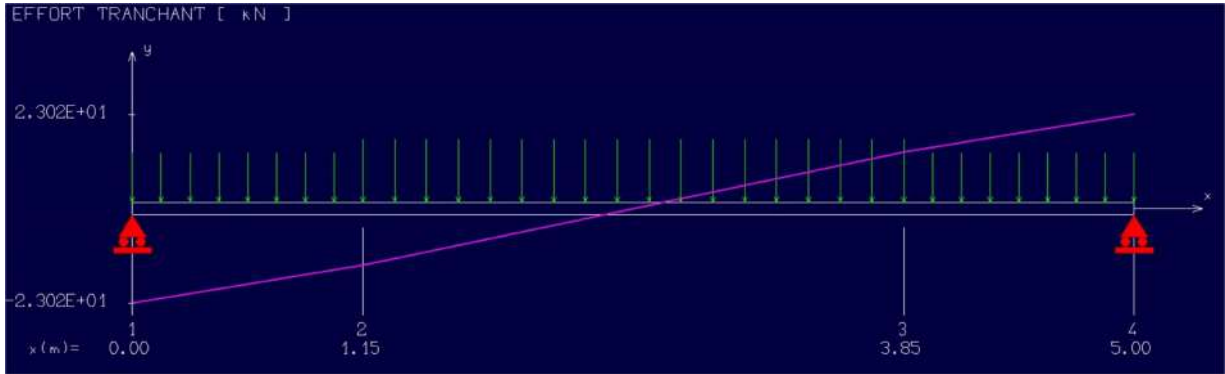


Fig : diagramme de l'effort tranchant (ELS)

• **Tableau récapitulatif :**

	<b>Mo (kn.m)</b>	<b>Ma=0,5Mo</b>	<b>Mt = 0,85 Mo</b>	<b>Tu (Kn)</b>
<b>E.L.U</b>	42,3	21,15	35,95	32
<b>E.L.S</b>	30,48	15,24	25,91	23,02

• **Calcul du ferrailage :**

En travée :  $M_t = 35950 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{35950}{100 \times 14,5^2 \times 14,17} = 0,12 < 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,12)} \right)$$

$$\alpha = 0,16$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,16$$

$$\beta = 0,935$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 16 - \frac{16}{10}$$

$$d = 14,5 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{35950}{348 \times 14,5 \times 0,935}$$

$$A = 7,60 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = 7T12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

**Espacement :**

$$e = \frac{100}{7} = 14 \text{ cm}$$

---

---

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 14,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,75 \text{ cm}^2$$

**• Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

**Espacement :**

$$e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**• En appui :  $M_a = 21150 \text{ N.m}$**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{21150}{100 \times 14,5^2 \times 14,17} = 0,070 < 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,070)} \right)$$

$$\alpha = 0,092$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,092$$

$$\beta = 0,963$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 16 - \frac{16}{10}$$

$$d = 14,5 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21150}{348 \times 14,5 \times 0,963}$$

$$A = 4,35 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

**Espacement :**

$$e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 14,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,75 \text{ cm}^2$$

**Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :**

$$A = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

**Espacement :**

$$e = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**Tableaux : sections des armatures longitudinale**

Elément	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)_i$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{Choix}} (\text{cm}^2)$	$E_{\text{spt}} (\text{cm})$
Travée	7,60	1,75	7,60	7 T 12 = 7,92	14
Appuis	4,35	1,75	4,35	4 T 12 = 4.52	25

**Tableaux : les armateurs répartition**

Elément	$A_{\text{re}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{Choix}} (\text{cm}^2)$	Espacement (cm)
Travée	1.98	4 T10= 3.14	25
appuis	1.13	4 T 10= 3,14	25

### III.4.3. Vérification

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2,5\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{32000}{145 \times 1000} = 0,22 < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

---

### III.4.3. Vérification des contraintes ELS

➤ **En travée :**  $M_{t.ser} = 25910 \text{ N.m}$

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

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **La position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \cdot y_1^2 - 15A_s (d - y_1)$$

$$y_1 = 7,17 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \cdot y_1^3 + n \cdot [A_s (d - y_1)^2]$$

$$I = \frac{100}{3} \cdot (7,17)^3 + 15 \cdot [7,92 \cdot (14,5 - 7,17)^2]$$

$$I = 28897,43 \text{ cm}^4$$

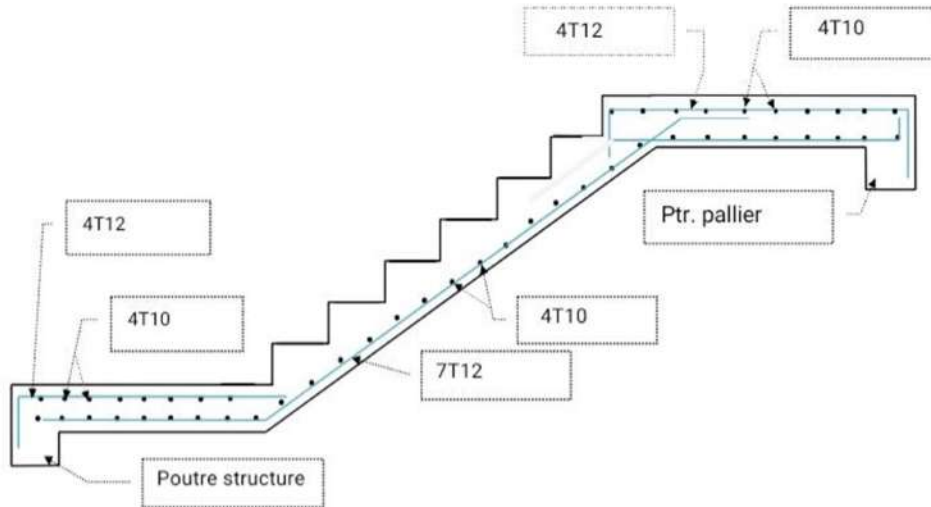
- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t.ser}}{I} \times y_1 = 6,42$$

$$\sigma_{bc} = 6,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Fissuration peu nuisible { pas de vérification pour  $\sigma_s$  et on a  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_b$

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS

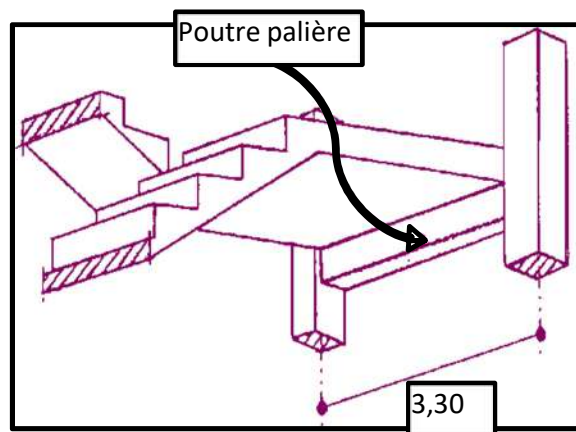


**Fig :** schéma ferrailage d'escalier

- **Etude de la poutre palière :**
- **Introduction :**

La poutre palière est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

Dans notre cas d'escaliers avec 2 volées on réalise une poutre palière.



**Fig :** poutre palier

**Pré-dimensionnement :**

Selon **BAEL93** les dimensionnements de la poutre sont :

$$L=330 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}$$



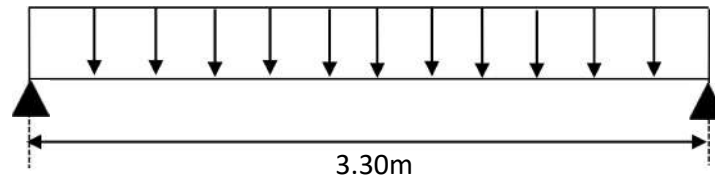
Suivant les conditions de leRPA99/version 2003 :

$h \geq 30\text{cm}$  ;  $h=30\text{ cm}$ ..... CV

$b \geq 20\text{cm}$  ;  $b=25\text{ cm}$ ..... CV

$h/b = 1.22 \square 4$ ..... CV

Donc : nous prenons une section de  $(b \times h)\text{ cm} = (25 \times 30)\text{ cm}$



• **Calcul des sollicitations :**

**A l'état limite ultime :**

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.30 \times 0.25 \times 25 = 1,87\text{ KN/ml}$

Poids du mur :  $G_{mur} = 2,81\text{ KN/ml}$  (chapitre II)

Charge permanente du palier de repos :  $R = 18,48\text{ KN/ml}$

**Donc** :  $q_u = 1,35 \times (G_{pout} + G_{mur}) + R = 1,35 \times (1,87 + 2,81) + 18,48 = 24,79\text{ KN/m}^2$

**A l'état limite ultime :**

Charge permanente du palier de repos :  $R = 13,23\text{ KN/ml}$

**Donc** :  $q_s = (G_{pout} + G_{mur}) + R = (1,87 + 2,81) + 13,23 = 17,913\text{ KN/m}^2$

**Moment fléchissant :**

$M_{0u} = 33,74\text{ kN.m}$

$M_{0s} = 24,37\text{ kN.m}$

• **Calculs de ferrailage :**

**Tableau** : le ferrailage de poutre palière

Position	$M_u\text{ KN.m}$	$\square_{bu}$	$\square$	$\beta$	$A_{cal}\text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}\text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{Choisit}\text{ (cm}^2\text{/ml)}$
En travée	28,67	0,111	0,147	0,941	3,24	0,814	4HA12=4,52
En appuis	16,87	0,065	0,084	0,966	1,85	0,815	2HA12=2,26

---

#### IV.2.4. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{330} = 0,092 > 0,062 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4,52}{25 \times 27} = 0,0066 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\frac{h}{L} = 0,092 \geq \frac{Mt. ser}{10 \times Mser} = \frac{20,72}{10 \times 24,37} = 0,085 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

• **Conclusion :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

---

# **Chapitre 05 : Modélisation et vérification au RPA.**

---

## Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. 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.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

## Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### **Méthode statique équivalente :**

Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$6H \leq 5m$  en zone I et IIa ,

- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

**Remarque :** Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

### **Méthode dynamique modale spectrale :**

Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les hypothèses :

- ❖ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- ❖ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- ❖ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;

- 
- ❖ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 ;

## Méthode d'analyse modale spectrale :

### Principe :

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

### Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

### Détermination des paramètres du spectre de réponse :

Coefficient d'accélération A :

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya de MOSTAGANEM : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A = 0.15**

Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A 99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A 99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

Facteur de qualité Q :

### Régularité en plan :

- ❖ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- ❖ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée
- ❖ Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- ❖ La structure a une forme compacte, et le rapport :
- ❖ Longueur / largeur =  $\frac{23.6}{9.80} = 2.41 < 4$
- ❖ Donc le critère est observé **p<sub>q</sub> = 0.05**

Régularité en élévation :

La structure est classée régulièrement en élévation **p<sub>q</sub> = 0**

### Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

**p<sub>q</sub> = 0.05**

### Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé :  $p_q = 0.10$

Q : Facteur de qualité, défini par :  $Q = 1 \pm \sum_1^6 p_q$

Critère « q »	$p_q$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
$\Sigma$	0.25

**Tableau 5.1 : Pénalités du facteur de qualité.**

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.25$$

4.3.3.4. Facteur de correction d'amortissement "η" :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  : Est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend  $\xi = \mu 7\%$

D'où :  $\eta = 0.882 \geq 0.7$

Période T1 et T2 du site considérée S3 :

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s}$$

Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

---

Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \mp 1.2 \times E$$

$$0.8 \times G \mp E$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

On donc :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N \end{cases}$$

$h_N$  : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

$C_T = 0.05$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

Avec :  $T_2 = 0.50 \text{ s}$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$$h_N = \mathbf{34.20 \text{ m}}$$

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$d_x = \mathbf{23.20 \text{ m}}$$

$$d_y = \mathbf{13.70 \text{ m}}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 34.20^{3/4} = \mathbf{0.71 \text{ s}}$$
 Dans les deux directions.

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.09 \times \frac{34.20}{\sqrt{23.20}} = \mathbf{0.64 \text{ s}}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \times \frac{34.20}{\sqrt{13.70}} = \mathbf{0.83 \text{ s}}$$

$$T_x = \min(T; T_x) = \mathbf{0.64 \text{ s}}$$

---

$$T_y = \min(T; T_y) = \mathbf{0.71\ s}$$

$$T = \max(0.64; 0.71) = \mathbf{0.65\ s}$$

$$0 < T_x \text{ et } T_y < T_2 \quad \text{Donc } D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.69}\right)^{2/3} = \mathbf{1.779\ s}$$

$$D_y = D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.50}{0.84}\right)^{2/3} = \mathbf{1.560\ s}$$

### Poids total de la structure :

Le poids de la structure  $W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.  $W$

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.  $Q_i$   $W$

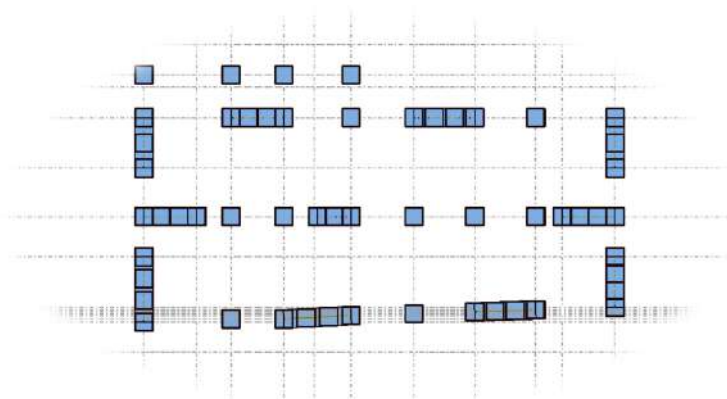
$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. Des RPA99/Version 2003.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présent les masses calculé le **Robot**.

$$w_i = \mathbf{35940.05\ KN}$$

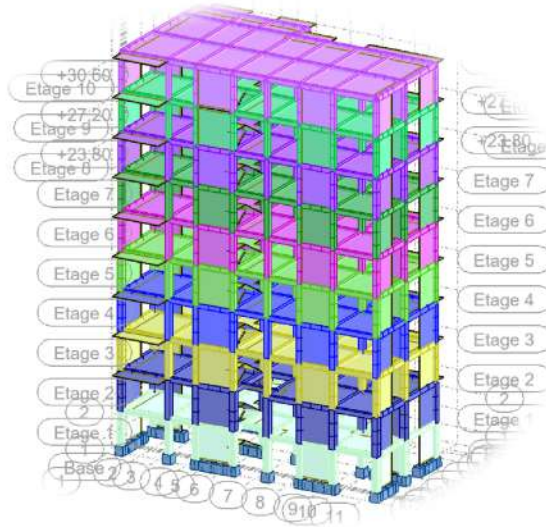
### Modélisation de la structure :

#### Position des voiles :

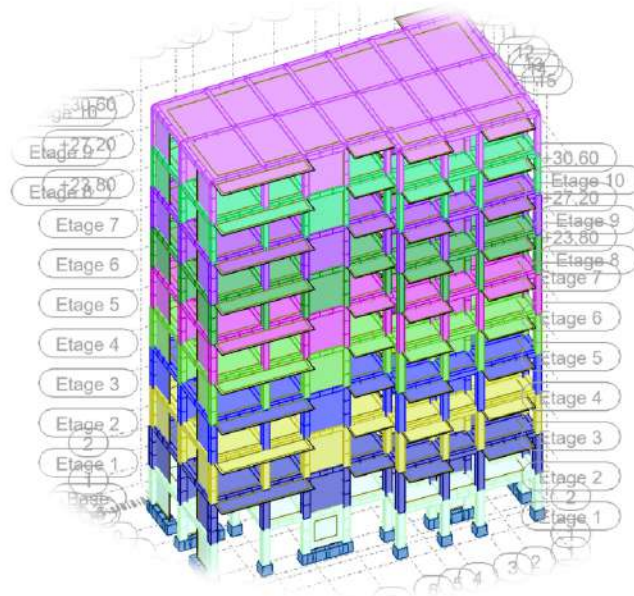


**Figure 5.1 : Disposition des voiles.**





**Figure 5.2 : Vue de la structure modélisée.**



**Figure 5.3 : Vue de la structure modélisée.**

### Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :  $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.779 \times 1.25}{3.5} \times 35940.05 = \mathbf{3424.73 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.560 \times 1.25}{3.5} \times 35940.05 = \mathbf{3003.82 \text{ KN}}$$

Résultats de calcul :

**Tableau 5.2** : Taux de participation modale.

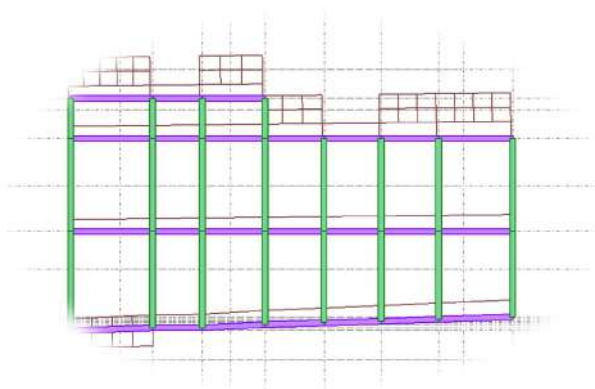
Mode	Période(s)	Facteur de participation massique			
		Ux	Uy	Ux	Uy
1	0,84	0,34	66,77	0,34	66,77
2	0,69	60,38	67,50	60,05	0,73
3	0,60	65,85	68,19	0,46	0,69
4	0,24	65,91	82,52	0,07	14,33
5	0,19	78,89	82,73	12,98	0,21
6	0,17	82,31	82,85	3,42	0,12
7	0,11	82,33	89,18	0,02	6,33
8	0,09	87,74	89,26	5,40	0,08
9	0,08	89,27	89,33	1,53	0,07
10	0,07	89,27	92,98	0,00	3,65
11	0,06	89,33	92,98	0,05	0,00
12	0,05	91,69	93,00	2,36	0,02
13	0,05	91,69	93,00	0,00	0,00
14	0,05	91,70	93,00	0,01	0,00
15	0,05	91,70	93,01	0,00	0,01

D'après les résultats trouvés on constate que :

$$T_{\text{emp}} = \mathbf{0.64 \text{ s}} \quad T_{\text{dyn}} = \mathbf{0.69 \text{ s}}$$

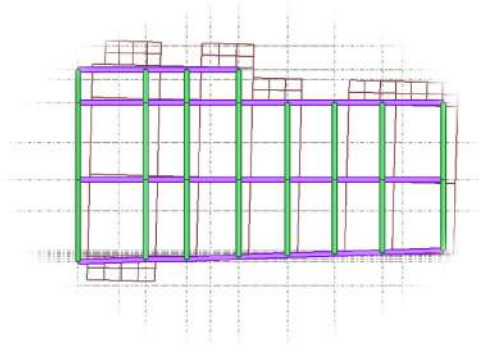
Selon RPA 99 V 2003 il faut que :  $1.3 T_{\text{emp}} > T_{\text{dyn}}$   $0.83 \text{ s} > 0.64 \text{ s}$

- ❖ Le 1<sup>er</sup> mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y)
- ❖ Le 2<sup>ème</sup> est une translation suivant l'axe (x-x)
- ❖ Et le 3<sup>ème</sup> mode de torsions
- ❖ Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 14<sup>ème</sup> mode pour le sens (x-x) et le sens (y-y).

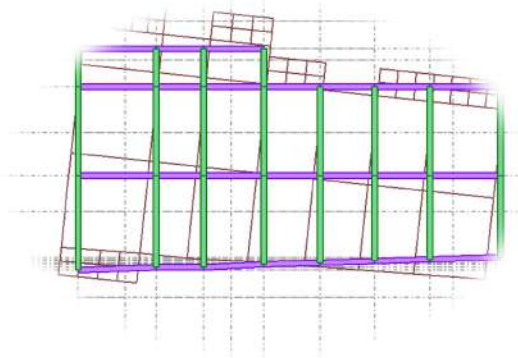


**Figure 5.4** Le 1<sup>er</sup> mode de

vibration est une translation suivant l'axe (y-y).



**Figure 5.5 :** Le 2er mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).



**Figure 5.6 :** le 3ème mode de torsions.

### Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003

Direction x-x : 12ème mode : Masse cumulée = 91.69 %

Direction y-y : 23ème mode : Masse cumulée = 93.54 %

Masse cumulée > 90%  
vérifié.

**Condition**

### Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

#### Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t \\ E_{yt} = Y_m - Y_t \end{cases}$$

$X_m$  ;  $Y_m$ : Les coordonnées du centre de masse.

$X_t$  ;  $Y_t$  : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

Avec :

$$L_x = 26.50 \text{ m} \quad L_y = 14.80 \text{ m}$$

Niveaux	Masse (Kg)	G (x ; y) [m]	R (x ; y) [m]	Ix [Kg.m <sup>2</sup> ]	Iy [Kg.m <sup>2</sup> ]	Ex0 [m]	Ey0 [m]	Ex2 [m]	Ey2 [m]
Etage 1	676259,65	10,48 5,71	9,21 4,66	9992223,05	34957230,91	1,19	1,03	0,05	0,05
Etage 2	597280,72	10,83 5,99	9,21 4,65	11346896,67	34226483,27	1,60	1,40	0,05	0,05
Etage 3	572376,59	10,84 5,95	9,17 4,63	10878259,34	32723129,80	1,65	1,37	0,05	0,05
Etage 6	572376,59	10,84 5,95	9,17 4,63	10878259,34	32723129,80	1,65	1,37	0,05	0,05
Etage 5	547372,95	10,84 5,94	9,14 4,61	10331792,21	31340146,92	1,68	1,38	0,05	0,05
Etage 8	547372,95	10,84 5,94	9,14 4,61	10331792,21	31340146,92	1,68	1,38	0,05	0,05
Etage 7	524750,62	10,84 5,93	9,12 4,60	9835804,27	30087452,47	1,70	1,39	0,05	0,05
Etage 9	524750,62	10,84 5,93	9,12 4,60	9835804,27	30087452,47	1,70	1,39	0,05	0,05
Etage 10	502525,87	10,85 5,94	9,10 4,59	9325176,87	28951877,99	1,73	1,40	0,05	0,05

**Tableau 5.3 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.**

## Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :  $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente  $V_{\text{Statique}}$  correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique ( $T_{\text{emp}}$ ).

Résultat donné par le logiciel « ROBOT » est :

Sens	$V_{\text{st}}$	$0.8V_{\text{st}}$	$V_{\text{dyn}}$	$V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$
X	3424.73	2739.79	2805.09	<b>C.V</b>
Y	3003.82	2403.05	2639.99	<b>C.V</b>

**Tableau 5.4 : les forces sismiques des deux directions.**

## Vérification des déplacements inter étage :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 4.4

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit :  $\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$

$\sigma_K$  : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

$\sigma_{eK}$  : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

R : est le coefficient de comportement (R = 3,5).

Niveaux	$\Delta_K^{\text{dr } x}$	$\Delta_K^{\text{dr } y}$	Niveaux	$\Delta_K^{\text{dr } x}$	$\Delta_K^{\text{dr } y}$
Etage 1	0,163	0,252	Etage 6	0,875	1,109
Etage 2	0,446	0,659	Etage 7	0,879	1,074
Etage 3	0,635	0,910	Etage 8	0,848	0,994
Etage 4	0,761	1,045	Etage 9	0,827	0,919
Etage 5	0,843	1,113	Etage 10	0,747	0,825

**Tableau 5.5 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.**

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_K \leq 1\% h_e$   $01 \leq 1\% h_e = 3.006 \text{ cm}$ , donc **la condition est vérifiée**

---

## Vérification de l'effet $P - \Delta$ :

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre ou effet  $P - \Delta$  peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la **Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux** :

$$\vartheta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

- Si  $0.10 < \theta_K < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $\frac{1}{1-\theta_K}$ .
- Si  $\theta_K > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

$h_K$  : Hauteur de l'étage 'K'.

Niveaux	P	Suivant (x-x)					Suivant (y-y)				
		$\Delta$	V	h	$\theta$	Vérification	$\Delta$	V	h	$\theta$	Vérification
Etage 1	-35586,39	0,163	2811,5	3	0,00068772	OK	0,252	2640,05	3	0,00113227	0,0081113
Etage 2	-31210,74	0,446	2776,44	3,4	0,00147459	OK	0,659	2600,75	3,4	0,00232601	0,01561236
Etage 3	-27527,8	0,635	2684,51	3,4	0,00191514	OK	0,91	2503,6	3,4	0,00294286	0,01973459
Etage 6	-23909,27	0,761	2542,93	3,4	0,00210445	OK	1,045	2361,33	3,4	0,00311205	0,02144241
Etage 5	-20339,43	0,843	2357,47	3,4	0,00213915	OK	1,113	2177,18	3,4	0,00305816	0,02186864
Etage 8	-16857,88	0,875	2126,72	3,4	0,00203996	OK	1,109	1955,39	3,4	0,00281204	0,02098182
Etage 7	-13406,22	0,879	1847,63	3,4	0,00187586	OK	1,074	1698,72	3,4	0,00249293	0,01965664
Etage 9	-10028,68	0,848	1520,67	3,4	0,00164485	OK	0,994	1398,25	3,4	0,00209685	0,01751058
Etage 10	-6678,09	0,827	1134,26	3,4	0,00143208	OK	0,919	1045,94	3,4	0,00172577	0,0152356
Niveaux	-3424,74	0,747	663,93	3,4	0,00113331	OK	0,825	621	3,4	0,00133817	0,01285682

**Tableau 6 : Vérification de l'effet  $P\Delta$  sens X-X et sens Y-Y.**

Vérification de renversement :

ETA GE	DIRECTION X															
	V <sub>x</sub> [KN]	F <sub>x</sub> [KN]	h [m]	W [KN]	X <sub>g</sub> [m]	M <sub>r</sub> [KN]	M <sub>s</sub> [KN]	Vérificati on	V <sub>x</sub> [KN]	F <sub>x</sub> [KN]	h [m]	W [KN]	X <sub>g</sub> [m]	M <sub>r</sub> [KN]	M <sub>s</sub> [KN]	Vérificati on
1	2811,5	35,0 6	3	35940,049 1	11.6	105,18	416904,5 7	Condition Vérifiée	2640,0 5	39,3	3	35940,0 491	7.4	117,9	233610,3 19	Condition Vérifiée
2	2776,4 4	91,9 3	6,4	35940,049 1		588,352	416904,5 7	Condition Vérifiée	2600,7 5	97,1 5	6,4	35940,0 491		621,76	233610,3 19	Condition Vérifiée
3	2684,5 1	141, 58	9,8	35940,049 1		1387,48 4	416904,5 7	Condition Vérifiée	2503,6	142, 27	9,8	35940,0 491		1394,24 6	233610,3 19	Condition Vérifiée
4	2542,9 3	185, 46	13,2	35940,049 1		2448,07 2	416904,5 7	Condition Vérifiée	2361,3 3	184, 15	13,2	35940,0 491		2430,78	233610,3 19	Condition Vérifiée
5	2357,4 7	230, 75	16,6	35940,049 1		3830,45	416904,5 7	Condition Vérifiée	2177,1 8	221, 79	16,6	35940,0 491		3681,71 4	233610,3 19	Condition Vérifiée
6	2126,7 2	279, 09	20	35940,049 1		5581,8	416904,5 7	Condition Vérifiée	1955,3 9	256, 67	20	35940,0 491		5133,4	233610,3 19	Condition Vérifiée
7	1847,6 3	326, 96	23,4	35940,049 1		7650,86 4	416904,5 7	Condition Vérifiée	1698,7 2	300, 47	23,4	35940,0 491		7030,99 8	233610,3 19	Condition Vérifiée
8	1520,6 7	386, 41	26,8	35940,049 1		10355,7 88	416904,5 7	Condition Vérifiée	1398,2 5	352, 31	26,8	35940,0 491		9441,90 8	233610,3 19	Condition Vérifiée
9	1134,2 6	470, 33	30,2	35940,049 1		14203,9 66	416904,5 7	Condition Vérifiée	1045,9 4	424, 94	30,2	35940,0 491		12833,1 88	233610,3 19	Condition Vérifiée
10	663,93	663, 93	33,6	35940,049 1		22308,0 48	416904,5 7	Condition Vérifiée	621	621	33,6	35940,0 491		20865,6	233610,3 19	Condition Vérifiée

Tableau 5.7 : Vérification de renversement.



---

### 5.13. Conclusion :

L'étude dynamique nous a permis de voir les différentes vérifications de comportement de la structure vis-à-vis le séisme, les résultats obtenus sont acceptables en termes de période, déplacements et efforts sismique.

---

## Etude des portique

### Introduction :

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entament dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les poutres seront calculées en flexion simple. Les poteaux et voiles seront calculées en flexion composée. Les planchers seront calculés en flexion simple.

### Poutre :

#### Introduction :

Les poutres noyées sont des coutres incorporés dans les planchers dalle pleine, sont sollicité par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

#### Les moments de la poutre :

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

#### Combinaisons d'actions :

##### Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{array} \right.$$

##### Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

#### Tableau des sollicitations :

**Tableau :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m] et efforts tranchants

Combinaisons	Sollicitations	P.P (30×45)	P.S (30×40)
<b>E.L.U (1,35G+1,5Q)</b>	Mt [kN.m]	51,07	87,78
	Ma [kN.m]	-101,95	- 101,26
<b>E.L.S (G+Q)</b>	Mt [kN.m]	37,43	63,78
	Ma [kN.m]	-74,40	-73,60
<b>AAC (G+Q+E)</b>	Mt [kN.m]	128,67	114
	Ma [kN.m]	-150,11	-124

---

**Poutre principales (30×45) :**

**Ferrailage longitudinal :**

**En travée :**

**Calcul des ferrillages :**

**ELU :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{51,07 \times 10^3}{30 \times 14,17 \times 40,5^2} = \mathbf{0,0732} < 0,392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,073}) = \mathbf{0,094}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,094 = \mathbf{0,962}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{51,07 \times 10^3}{0,962 \times 348 \times 40,5} = \mathbf{3,76 \text{ cm}^2}$$

**AAC :**

$$M = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{128,67 \times 10^3}{30 \times 18,48 \times 40,5^2} = \mathbf{0,141} < 0,392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\bullet \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,141}) = \mathbf{0,191}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,377 = \mathbf{0,923}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{128,67 \times 10^3}{0,923 \times 400 \times 40,5} = \mathbf{8,60 \text{ cm}^2}$$

Soit : **6T14 = 9,23 cm<sup>2</sup>** avec un espacement St = **10 cm/ml**

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non-fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{1,46 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1,46 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{9,23 \text{ cm}^2}$$

**Condition vérifiée.**

**RPA :**

$$A_{RPA} = 0,005 \times b \times d = 0,005 \times 30 \times 40,5 = \mathbf{6,07 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{6,07 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{9,23 \text{ cm}^2}$$

**Condition vérifiée.**

**Vérification à l'ELS :**

**Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 138,45 \times yl - 5\,607,22$$

$$yl = \mathbf{15,26 \text{ cm}}$$

---

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{30 \times 15.260^3}{3} + 15 \times (9.23 \times (40,5 - 15.260)^2)$$

$$I = 123\,736,22 \text{ cm}^4$$

**Vérification des Contraintes dans le béton :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{37.430 \times 10^3}{123\,736,22} \times 15.260 = 4.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.60 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

**Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 37.430 \times 10^3}{123\,736,22} \times (40.5 - 15.26) = 114,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 114,53 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

**En appuis :****Calcul des ferrailages :****ELU :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{101.95 \times 10^3}{30 \times 14.17 \times 40.5^2} = 0.146 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.146}) = 0.200$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.200 = 0.920$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{101.95 \times 10^3}{0.920 \times 348 \times 40.5} = 7.82 \text{ cm}^2$$

**AAC :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{150.11 \times 10^3}{30 \times 18.5 \times 40.5^2} = 0,165 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,165}) = 0,226$$

---

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0,226 = \mathbf{0.909}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{150.110 \times 10^3}{0.909 \times 400 \times 40.5} = \mathbf{10,19 \text{ cm}^2}$$

Soit :  $3T16 + 3T14 = \mathbf{10,5 \text{ cm}^2}$  avec un espacement  $St = \mathbf{10 \text{ cm/ml}}$

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.46 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.46 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{10.65 \text{ cm}^2}$$

**Condition vérifiée.**

**RPA :**

$$A_{RPA} = 0.005 \times b \times d = 0.005 \times 30 \times 40.5 = \mathbf{6.07 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{6.07 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{10.65 \text{ cm}^2}$$

**Condition vérifiée.**

**Vérification à l'ELS :**

**Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl)$$

$$yl = \mathbf{16.15}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{30 \times 16.15^3}{3} + 15 \times (10.65 \times (40.5 - 16.15)^2)$$

$$I = \mathbf{129430.51 \text{ cm}^4}$$

**Vérification des Contraintes dans le béton :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{74.40 \times 10^3}{128430.51} \times 16.15 = \mathbf{9.28 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{9.28 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

**Condition vérifiée.**

**Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 \times f_e, 110 \times \sqrt{2 \times \eta})\right) = \min(266; \max(200; 196.77)) = \mathbf{200 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 74.40 \times 10^3}{129430.51} \times (40.5 - 16.15) = \mathbf{139,25 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = 139,25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

**Ferrailage longitudinal :**

**Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)**

Nous avons une fissuration préjudiciable,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = -129.67 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{129.67 \times 10^3}{300 \times 450} = 0.960 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**Calcul du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_{lmin} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{45}{35} ; 1.3 ; \frac{30}{10} \right) = \min( 1.28 ; 1.3 ; 3 ) = 1.28 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235=>4Ø8

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Calcul de l'espacement :**

**Selon le B.A.E.L 91 :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min( 36.4 ; 40 \text{ cm} ) = 36.4 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 30 \times [0.960 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = 51.34 \text{ cm}$$

**Selon le RPA/V2003 :**

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \times \phi_{lmin} \right) = \min( 11.25 ; 15.6 ) = 11.25 \text{ cm}$$

$$S'_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

$$S'_t = 15 \text{ cm}$$

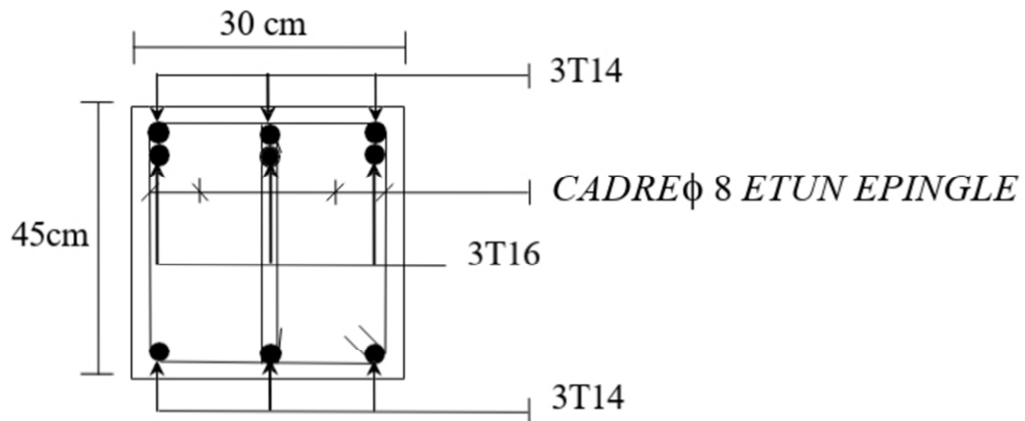
**D'armatures transversales minimales est donnée par :**

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

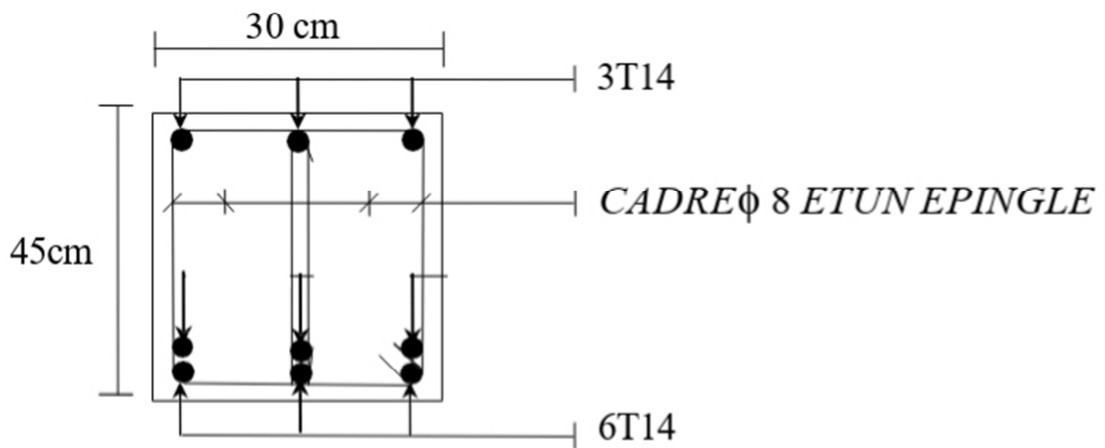
$$\text{En zone courante : } A_t = 0.003 \times S'_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

**Tableau** : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires.

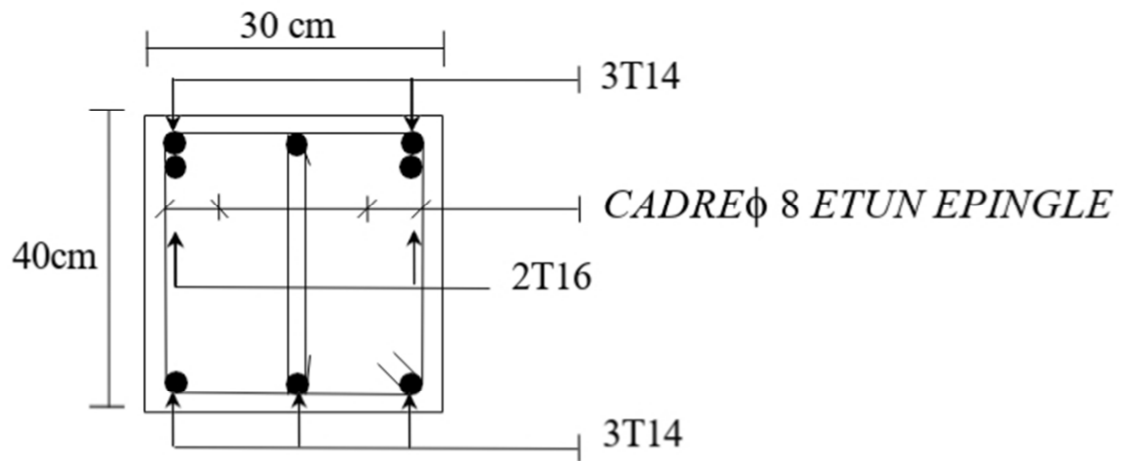
Type des poutres	$A_{cal,max}$ [ cm <sup>2</sup> ]	Barres choisies	$A_{corr}$ [cm <sup>2</sup> ]
Poutres Principales (30x45) .En travée	8.60	6T14	9.23
Poutres Principales (30x45). En appuis	10.19	3T16 + 3T14	10.65
Poutres Secondaires (30x40) .En travée	7,55	5T14	7.67
Poutres Secondaires (30x40) .En appuis	8,26	2T16+3T14	8,68



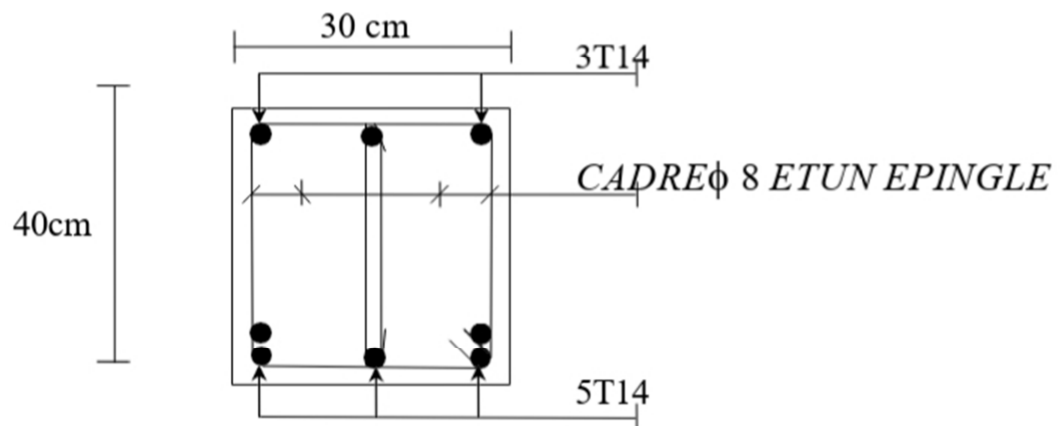
**Figure** : Schéma de ferrailage de la poutre principale (en appuis)



**Figure** : Schéma de ferrailage de la poutre principale (en travée)



**Figure** : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (en appuis)



**Figure** : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire (en travée)



---

# Etude de fondation

## INTRODUCTION:

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. En cas de séisme, les fondations

se déplacent en même temps que le sol.

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

## Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise égal à 2,50 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

## Combinaison de calcul:

L'étude des fondations se fait sous les combinaisons suivantes :

- Le dimensionnement et le ferrailage se fera sous la combinaison : **1,35G + 1,5 Q** et
- La vérification des semelles se fera sous la combinaison : **G + Q ± E** et **0,8G ± E**.

## Calcul des semelles :

### Pré-dimensionnement :

$$\frac{\text{Nu. max}}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

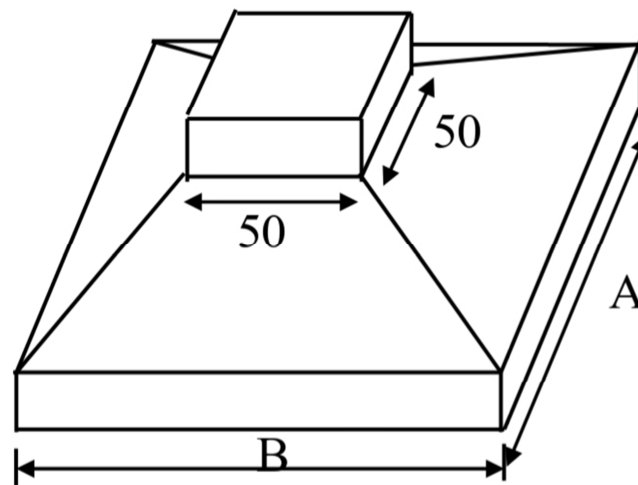
$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

Avec : a = 50cm ; b = 50cm

Nu : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R. Pour notre structure, **Nu max = 2340.95 KN**

---

On prend : B = 303 cm . A = 303cm



**Figure : semelle isolée**

**Verification :**

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec : Nmax = **54066 KN**

$$S_S = \frac{54066}{250} = \mathbf{216,26m^2}$$

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0.5 \quad \frac{216,26}{301} = 0.71 \geq 0.5$$

**S<sub>S</sub>** : Est la surface de la semelle.

**S<sub>B</sub>** : Est la surface d'impact du bâtiment.

Alors on déduit que la surface total des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit un chevauchement des semelles. Ceci qui nous amène à envisager un radier

général comme fondation. Ce type de fondation presente plusieurs avantages qui sont :

1. L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
2. La réduction des tassements différentiels.
3. Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
4. La facilité de l'exécution.

**Etude de radier :**

**Pré dimensionnement du radier :**

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière

---

uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Condition de rigidité.
- ❖ Condition forfaitaire.
- ❖ Condition de non cisaillement.
- ❖ Condition de non poinçonnement.

**Condition de rigidité :**

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

$L_e$  : Est la longueur élastique.

$L_{\max}$  : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux. 5.2 m.

$b$  : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

$E$  : Module de déformation  $3.2 \times 10^6$  MPa

$I$  : Inertie d'une bande de 1 m du radier  $I = \frac{bh_r^3}{12}$ .

$h_r$  : Hauteur du radier.

$K$  : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen.  $K = 40$  MN/m<sup>3</sup>.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 5.20^4}{3,2 \times 10^7 \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \mathbf{0.71 \text{ m}}$$

**Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{5.40}{8} \leq h_r \leq \frac{5.40}{5}$$

$$0.65 \leq h_r \leq 1.04$$

**Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :**

Pour le panneau le plus défavorable :

On a :

$$\begin{cases} L_x = 4.30 \text{ m} \\ L_y = 5.20 \text{ m} \end{cases}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{T_{max}}{b \times 0.9 \times d}$$

**La fissuration est préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \\ \mathbf{4 \text{ MPa}} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.30}{5.20} = 0.82 \quad \text{si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \quad \text{et} \quad T_y = q \frac{L_x}{3}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{54066}{301} = \mathbf{179,62 \text{ KN/m}^2}$$

$$T_x = 179,62 \times \frac{4.30 \times 5.20}{(2 \times 4.30 + 5.20)} = \mathbf{291,03 \text{ KN/ml}}$$

$$T_y = 291,03 \times \frac{4.30}{3} = \mathbf{417,15 \text{ KN/ml}}$$

$$T_{max} = (T_x ; T_y) = \mathbf{417,15 \text{ KN/ml}}$$

$$h_r \geq \frac{T_{max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{417,15}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10^3} = \mathbf{0.18 \text{ m}}$$

**Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times (0.50 + h + 0.50 + h) = 2 + 4h$$

$N_u$  : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure  $N_u = \mathbf{2.34 \text{ MN}}$  appliquée sur une voile de section  $(20 \times 430) \text{ cm}^2$

$$N_u \leq 0.045 \times (2 + 4h) \times h \times 16.67$$

$$1.53h + 3h^2 - 2.34 \geq 0$$

$$\text{on aura : } h \geq 0.66 \text{ m} \Rightarrow h \geq 66 \text{ cm}$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à  $h_r = 0.65 \text{ m}$ . Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine

**Hauteur et épaisseur de la nervure  $h_n$  :**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$$

**Epaisseur de la dalle :**

$$h_n \geq \frac{L}{20} = \frac{520}{20} = 26 \text{ cm}$$

**Pré-dimensionnement des poutres :**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \text{ [BAEL91]}$$

$$b_1 \leq \min \left[ \frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10} \right]$$

$$L_x = 520 \text{ cm}; L_y = 540 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{430}{10} = 43 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{10} = \frac{520 - 50}{10} = 47 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 47 \text{ cm on prend } b_1 = 45 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2b_1 = 50 + 2 \times 45 = 140 \text{ cm}$$

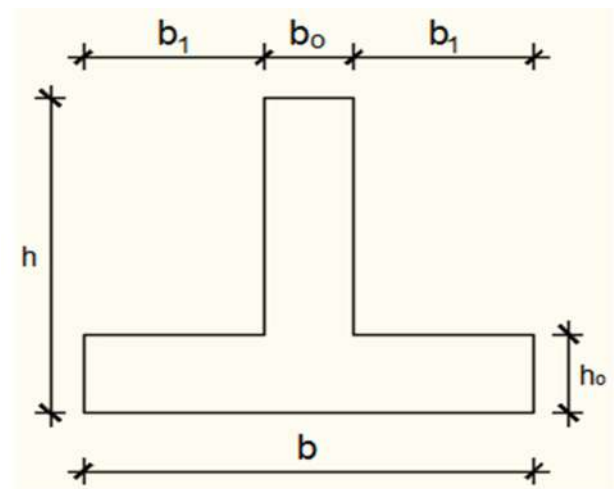


Figure 7.1 : dimensions de la poutre.

**Déterminations des sollicitations :**

**Caractéristiques du radier :**

$$H = 100 \text{ cm et surface du radier : } S = 283.04 \text{ m}^2$$

**Tableau 8.1 : récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.**

Type des poutres	H [cm]	h <sub>0</sub> [cm]	b <sub>0</sub> [cm]	b <sub>1</sub> [cm]	B [cm]
Poutre principale	100	40	50	45	140
Poutre secondaire	100	40	50	45	140

---

### Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

$\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$ )

$$59890.98 \text{ KN} > 1.5 \times 374.24 \times 10 \times 4.09$$

$$54066 \text{ KN} > 13\,545 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**

### Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

On a obtenu les moments par logiciel robot.

**ELU :**

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = -84.02 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 142.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = -57.675 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 98.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**ELS :**

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = -66.17 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 128.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = -43.66 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 72.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Sens xx :**

**En travée :**

8.9.1.1.1. Calcule des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{142.84 \times 10^3}{100 \times 14.17 \times 37^2} = 0,0737 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0737}) = 0,0959$$

---

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.075 = \mathbf{0.961}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{142.84 \times 10^3}{0.961 \times 348 \times 37} = \mathbf{11.54 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T16 = **12.07 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = \mathbf{15 \text{ cm/ml}}$

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{4.46 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{4.46 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{11.54 \text{ cm}^2}$$

**Condition vérifiée.**

**Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

**Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

**Vérification à l'ELS :**

**Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 565.5 \times yl - 42412.5$$

$$yl = \mathbf{9.71}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 9.71^2}{3} + 15 \times (11.54 \times (37 - 9.71)^2)$$

$$I = \mathbf{132\,060,74 \text{ cm}^4}$$

**Vérification des Contraintes dans le béton :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{128.49 \times 10^3}{132\,060,74} \times 9.71 = \mathbf{9,44 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{9,44 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

**Condition**

**vérifiée.**

**Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 128.49 \times 10^3}{132060.74} \times (37 - 9.71) = \mathbf{186.91 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{186.91 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

**Condition non vérifiée.**

**En appuis :**

**Calcul des ferrillages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{84.02 \times 10^3}{100 \times 14.17 \times 37^2} = \mathbf{0,0433} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0433}) = \mathbf{0,0553}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.086 = \mathbf{0.977}$$

$$A_s t = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{84.02 \times 10^3}{0.977 \times 348 \times 37} = \mathbf{6,67 \text{ cm}^2}$$

Soit : 6T14 = **9.23 cm<sup>2</sup>** avec un espacement St = **15 cm/ml**

**Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{4.46 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{4.46 \text{ cm}^2} < A_t = \mathbf{6.67 \text{ cm}^2}$$

**Condition vérifiée.**

**Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

**Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

**Vérification à l'ELS :**

**Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l)$$

$$y_l = \mathbf{7.42}$$

**Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 7.42^2}{3} + 15 \times (6.67 \times (35 - 7.42)^2)$$



$$I = 77\,938,88 \text{ cm}^4$$

**Vérification des Contraintes dans le béton :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{66.17 \times 10^3}{77\,938,88} \times 7.42 = 6.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.29 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Condition**

**vérifiée.**

**Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 66.17 \times 10^3}{77\,938,88} \times (35 - 7.42) = 188.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 188.18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$$

**Condition**

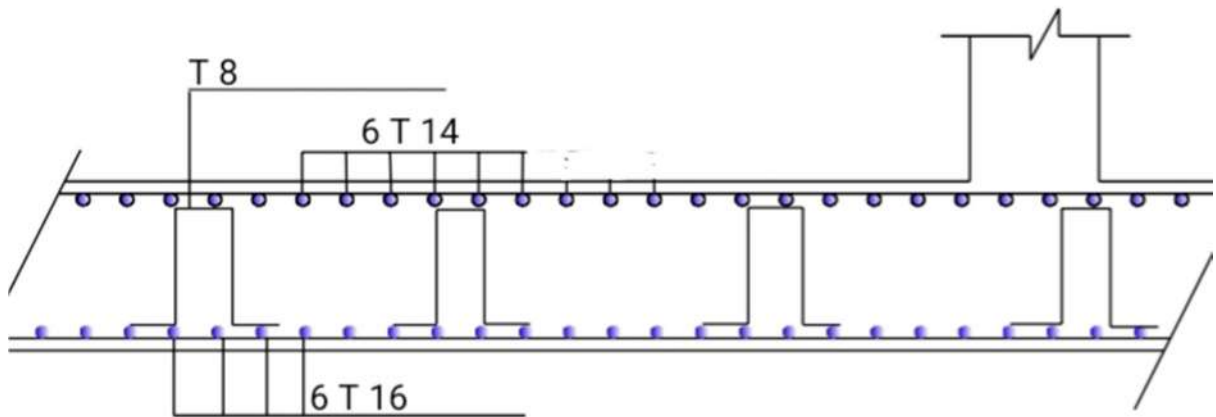
**vérifiée.**

**Tableau VII.3: Choix des armatures**

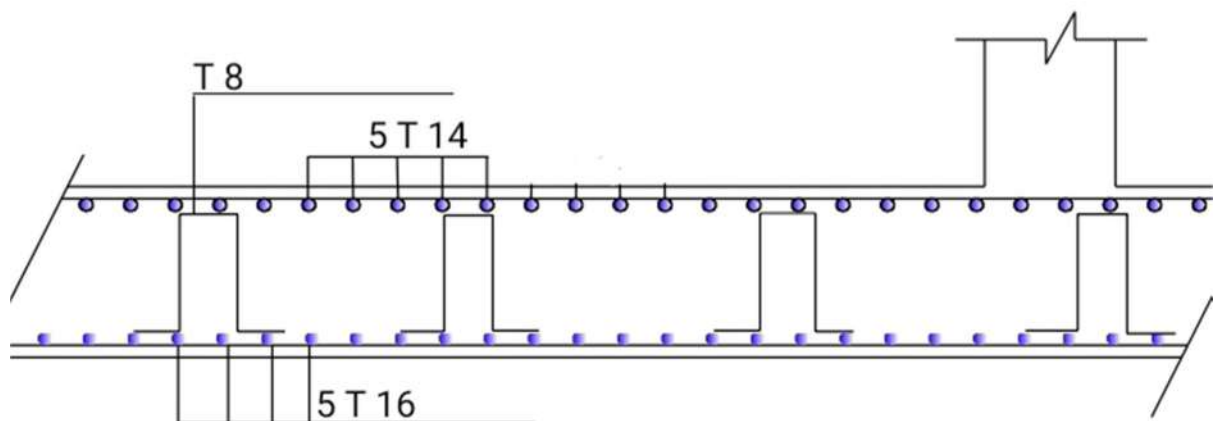
		<b>As (cal)</b> <b>[cm<sup>2</sup>]</b>	<b>A<sub>smin</sub></b> <b>[cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Choix</b>	<b>A<sub>sadopte</sub></b> <b>[cm<sup>2</sup>]</b>	<b>St</b> <b>[cm]</b>
<b>Sens</b> <b>(x-x)</b>	<b>En travée</b>	9.34	4.46	6T16	12,06	15
	<b>En appui</b>	6.17	4.46	6T14	9.23	15
<b>Sens</b> <b>(y-y)</b>	<b>En travée</b>	8.29	4.22	5T16	10,05	20
	<b>En appui</b>	4.81	4.20	5T14	7.67	20

---

Dessin de ferrailage :



**Figure** Schéma de ferrailage de radier sens (x-x)

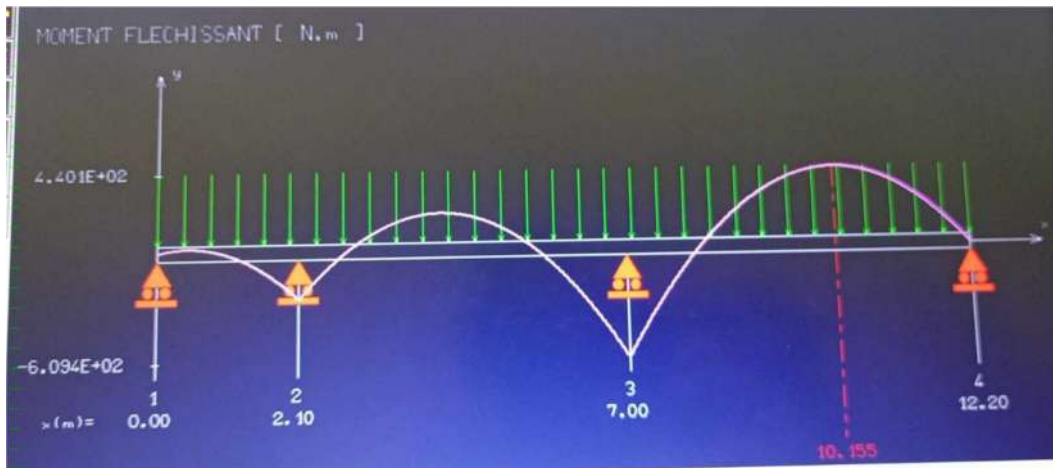


**Figure:** Schéma de ferrailage de radier sens (y-y)

**Ferrailage de la poutre nervure :**

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres

mentionnées auparavant.

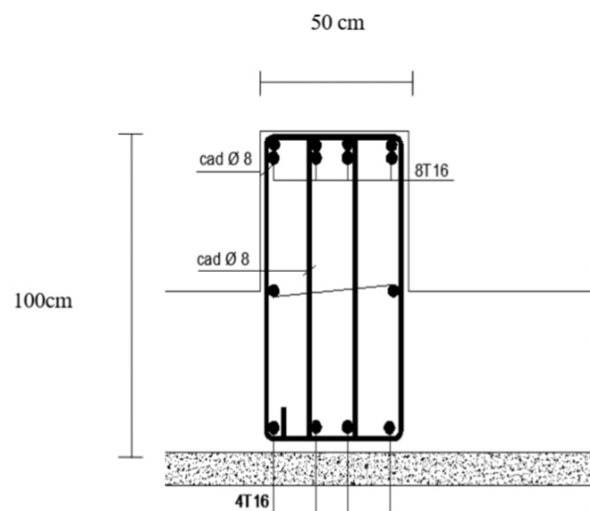


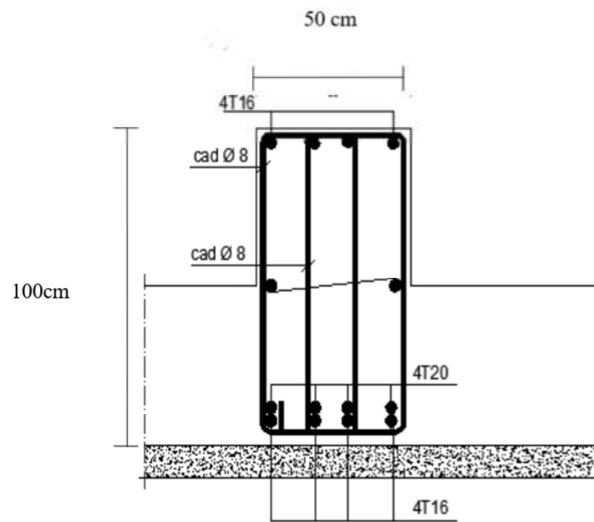
Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau :** Les résultats des moments

	Moment	Acal	Amin	choix	Achoix
<b>En travée</b>	440.1	14.15	5.43	4T20 +4T16	20.61
<b>En appuis</b>	-609.5	19.8	5.43	8T16	14.83

**Dessin de ferrailage :**





**Figure :** Dessin de ferrailage d'une poutre principale

# BIBLIOGRAPHIE

## Livres :

- Ascenseurs et monte charge                      L.J.Sésia    Ed.Moniteur1982
- Calcul des ouvrages en béton armé.      M.Belazougui    Ed.O.P.U1996.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations      D.T.R B.C2.2    1988.
- Règles parasismiques Algériennes. **(RPA99-V-2003)**.      D.T.R    2003.
- Règle **BAEL91**modifié99.                      .J.P.Mougin    Ed.Eyrolles2000
- Règle **BAEL83**.    P.Charon    Ed.Eyrolles1991

## **Mémoires fin d'études :**

- Conception et étude d'un bâtiment R+10 à usage d'habitation en zone sismique II-2 a

# CONCLUSION

*Après les difficultés rencontrées en élaborant cette étude, causées par le manque de connaissance et la maîtrise du logiciel et l'insuffisance du temps ;*

*En effet, nous pouvons dire que Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation d'élèves ingénieurs, et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années.*

*Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.*

*Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine du génie civil.*

*Nous avons appris à étudier une construction en béton armé ; cette étude doit respecter les critères et les prescriptions imposées par les codes et les règlements.*

*L'utilisation du logiciel afin d'interpréter les résultats qui nous on permis d'aboutir au ferrailages des différents éléments de construction.*

*L'ingénieur en génie civil a proposé des solutions raisonnables ; et sur le terrain d'une manière générale une conception justifiée en tenant compte de la sécurité, l'économie et le confort.*

*Enfin, nous espérons que ce modeste travaille sera un point de départ pour d'autres projets de fin d'études et sera complété et enrichi.*