



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

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

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie de construction

Présenté par :

AFFANI Fatima Zohra

BOUNEKALA Chérifa

*Sujet du mémoire*

**ETUDE D'UNE MOSQUEE EN BETON ARME A CHELEF**

*Soutenu publiquement le 26/09/2017 devant le jury composé de :*

Mr, BOUDHERBA.B

Président

Mme, MIMOUNI

Rapporteur

Mr, AIT YAHIA .S

Examineur

Mr, KHILLOUN.M

Examineur

PROMOTION : 2016/2017

# R remerciement

*Allah le bénéfique soit loué et qu'il nous guide sur la bonne voie*

*Ainsi nous remerciant notre encadreur; Mme.Mimouni pour tous ses conseils et ses orientations pour la réalisation de ce travail, avec Notre Hommages respectueux à son égard.*

*Nos remerciements et nos reconnaissance À Monsieur le chef du département et Mr Haireche Aboubakeur pour leurs bienveillances.*

*Mes remerciement et Ma parfaite gratitude: nos professeurs, pour leur précieuse enseignement durant les Année de nos études universitaires.*

*Nous remercions ceux qui nous ont aidées et témoigner leurs sympathies.*

# Dédicace

*A mon père et ma mère pour leur dévouement à mon égard;*

*A mes grandes mères (Lhadja Cherifa, Lhadja Aicha)*

*A mon frère (Aouad, Khaled, Moumen)*

*A mes chères sœur, (Houria, Houda).*

*A toute la famille,*

*Bounekala et Messahel*

*A mes très chères (Fatima Zohra Rawnak, Noura, Khaldia, Minoucha, Imene)*

*qui mon rendu la vie facile pour cette belle réussite.*

*Enfin: A tous ceux que j'ai oubliés, qu'ils m'en excusent.*

Cherifa

# Dédicace

*A mon père et ma mère pour leur dévouement à mon égard;*

*A mes grand pères que j'aime beaucoup*

*A mes grandes mères (Lhadja Fatima, Lhadja Zoubida)*

*A mon frère, Benaïssa*

*A mes chères sœur, (Hassna, Zamzam)*

*A toute la famille,*

*Affani et Hiréche*

*A mes très chères (Cherifa, Khaldia, Noura, Twila, Hakima, Minoucha, Amina) qui  
mon rendu la vie facile pour cette belle réussite.*

*Enfin: A tous ceux que j'ai oubliés, qu'ils m'en excusent.*

Fatima Zohra

### ***Résumé***

Dans le cadre de la préparation de la soutenance du projet de fin d'étude, on a étudié une mosquée constituée d'un RDC et d'un étage. Ce projet est implanté à Chelef qui est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

Le contreventement du bâtiment est assuré par un système de portique auto stables en béton armé.

Le choix des différents éléments constituant la structure est fait conformément aux règlements utilisés actuellement en Algérie (RPA99, BAEL91...).

### ***Abstract***

As part of the preparation for the defense of the end of the study project, we studied a mosque consisting of a ground floor and a floor. This project is located in Chelef which is classified as seismic zone III according to the RPA 99'S version 2003.

The bracing of the building is provided by a system of stable self-skeleton reinforced concrete.

The choice of different constituents structure is in accordance with the regulation currently used in Algeria (RPA99 BAEL91...).

<i>Symboles</i>	<i>Signification</i>
E.L.S	État Limite de Service
E.L.U	État Limite Ultime
Cte	Valeur Constance
$A_s$	Section D'aciers
$A_s'$	Section D'aciers Comprimés
$A_{max}, A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	Axe Neutre
$A_s$	Armatures Supérieures
$A_t$	Section D'un Cours D'armatures Transversales
$B_r$	Section Réduite
$B_o$	Section Homogène Totale
$E_s$	Module D'élasticité
$F_{bc}$	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	Action Permanente
$I_0$	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
$M_a$	Moment Sur Appui.
$M_{Ser}$	Moment Fléchissant A L'E.L.S
$M_U$	Moment Fléchissant A L'E.L.U
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
$M_{oy}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A $l_y$
$N_{Ser}$	Effort Normal De Service
$N_u$	Effort Normal Ultime
$P_{Ser}$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
$P_u$	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
$V_u$	Effort Tranchant A L'.L.U
A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau
B	Largeur D'une Table De Compression
$b_0$	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T

---

$b_1$	Largeur d'une aile de tension en T
D	hauteur utile d'une section
$e_0$	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
$f_{cj}$	Résistance caractéristique du béton à la compr à j- jours
$f_{c28}$	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
$f_e$	Limite d'élasticité de l'acier
$f_{ij}$	Résistance conventionnelle à la traction du béton à
$f_{t28}$	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j
$h$	Hauteur totale d'une section
$h_0$	Hauteur d'une table de compression
$i$	rayon de giration
$l_a$	Portée d'ancrage
$l_f$	hauteur de flambement
$l_i$	Portée de travée
$l_r$	Longueur de recouvrement
$l_s$	Longueur de scellement
$l_o$	Longueur fictive
$\eta = 15$	Coefficient d'équivalence
$S_t$	Espacement des armatures transversales
$\epsilon_{bc}$	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
$\epsilon_s$	Allongement relatif des aciers tendus
$\epsilon_{sc}$	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
$\epsilon_{sl}$	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul ( $f_e / \gamma_s$ )
$\Pi$	Coefficient de fissuration
$\lambda$	Élancement géométrique
$\mu$	Coefficient de frottement acier /béton
$\nu$	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
$\sigma_s$	Contrainte de traction de l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte limite des aciers tendus à L'EUS

$\tau_{su}$	Contrainte d'adhérence limite
$\tau_u$	Contrainte tangentielle conventionnelle
$\phi$	Diamètre d'une barre
$\phi_l$	Diamètre d'une barre longitudinale
$\phi_t$	Diamètre d'une barre transversale
$\psi, \psi'$	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
$\psi_s$	Coefficient de scellement

---

---

Liste des figures

**Chapitre – I–**

***Présentation du projet***

**Figure I.1.** Vue en plan au niveau du RDC.....04  
**Figure I.2.** Vue en plan au niveau du 1 étage.....05  
**Figure I.3.** Plan de façade .....06

**Chapitre – II –**

***Pré dimensionnement des éléments***

**Figure II.1.** La section le plus sollicité du poteau.....16

**Chapitre – III –**

***Calcul des planchers***

**Figure III.1.** Schéma d'un plancher a corps creux .....22  
**Figure III .2 .** Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].....27  
**Figure III .3.** Diagramme des efforts tranchants T [KN] .....27  
**Figure III.4.** Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].....41  
**Figure III.5.** Diagramme des efforts tranchants T [KN] .....41  
**Figure III.6.** Schéma de ferrailage de la dalle de compression .....50  
**Figure III.7.** Dessin de ferrailage des poutrelles.....50

**Chapitre – IV –**

***Calcul des éléments non structuraux***

**Figure. IV .1.** Schéma d'un escalier .....51  
**Figure IV . 2.** Schéma d'un escalier .....53  
**Figure. IV. 3** Schéma statique .....53  
**Figure.IV. 4 :** Schéma statique .....58  
**Figure IV.5 :** coupe de la poutre palière .....63  
**Figure.IV. 6 :** Dimension de l'acrotère.....67  
**Figure. IV.7 :** Disposition des armatures dans l'acrotère .....71

**Chapitre – V –**

***Etude sismique***

**Figure V.1.** Vue de la structure en 3D .....77

---

---

**Chapitre – VI –**

***Etude des portiques***

<b>Figure VI.1</b> .Ferrailage des sections des poutres.....	94
<b>Figure VI.2</b> . La zone nodale.....	100
<b>FigureVI.3</b> . Ferrailage des poteaux .....	100
<b>Figure.VI.4</b> . Les sollicitations de calcul d'un voile.....	101
<b>Figure. VI.5</b> . Les sollicitations de calcul d'un .....	103
<b>Figure. VI.6</b> . Section de calcul.....	103
<b>Figure. VI.7</b> . Section de calcul.....	107
<b>Figure.VI. 8</b> . Disposition des armatures verticales dans les voiles.	

**Chapitre – VII –**

***Etude de minaret et coupole***

<b>Figure.VII.1</b> . Vue en façade de minaret .....	110
<b>Figure VII.2</b> . Vue de structure en 3D .....	112
<b>Figure VII.3</b> . La zone nodale .....	117
<b>Figure VII.4</b> . Ferrailage des poteaux.....	117
<b>Figure VII.5</b> . Ferrailage de la coupole	

**Chapitre – VIII –**

***Calcul des fondations***

<b>Figure VIII.1</b> Semelle continue sous deux poteaux.....	132
--	-----

---

---

## Liste des tableaux

### Chapitre – III –

#### *Calcul des planchers*

<b>Tableau III .1.</b> Récapitulatif des résultats obtenus .....	27
<b>Tableau III .2.</b> Récapitulatif des résultats obtenus .....	41

### Chapitre – IV –

#### *Calcul des éléments non structuraux*

<b>Tableau IV.1</b> Descente des charges (paillasse) .....	55
<b>Tableau IV.2</b> Descente des charges (palier) .....	55
<b>Tableau IV.3</b> Ferrailage du paillasse .....	56
<b>Tableau IV.4</b> .Ferrailage du palier .....	59

### Chapitre – V –

#### *Etude sismique*

<b>Tableau.V.1:</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	80
<b>Tableau .V. 2.</b> Tableaux récapitulatifs pour la vérification du déplacement suivant X et Y .....	81
<b>Tableau V.3.</b> Poids Total de la structure niveau terrasse .....	82
<b>Tableau .V. 4:</b> Tableaux récapitulatifs pour la vérification du déplacement suivant X et Y .....	84

### Chapitre – VI –

#### *Etude des portiques*

<b>Tableau VI.1 :</b> Calcul de la section d'armatures longitudinales en travée .....	88
<b>Tableau VI.2.</b> Calcul de la section d'armatures longitudinales en appuis .....	89
<b>Tableau VI.3 .</b> Poutres de rives principales .....	89
<b>Tableau VI.4.</b> Poutres intermédiaires principales .....	89
<b>Tableau VI.5.</b> Poutres dérivées secondaires .....	90
<b>Tableau VI.6.</b> Poutres intermédiaires secondaires .....	90
<b>Tableau VI.7.</b> Les sections min et max imposées par le RPA99 V2003 et le BAEL91 .....	95
<b>Tableau VI.8.</b> Ferrailage des poteaux .....	98

---

---

**Chapitre – VII –**

***Etude de minaret et coupole***

<b>Tableau VII.1.</b> Effort de compression .....	113
<b>Tableau VII.2.</b> les sections min et max imposées par le RPA99 V2003 et le BAEL91 .....	114
<b>Tableau VII.3.</b> Ferrailage des poteaux .....	115
<b>Tableau VII.4.</b> Effort de compression .....	123
<b>Tableau VII.5.</b> Contraintes limites .....	124
<b>Tableau VII.6.</b> Aciers verticaux et horizontaux .....	124

**Chapitre – VIII –**

***Calcul des fondations***

<b>Tableau VIII.2.</b> Contraintes limites.....	129
<b>Tableau VIII.2</b> les résultats de ferrailage des semelles isolées.....	131
<b>Tableau VIII.3.</b> Les sollicitations appliquées sur les semelles continues sous deux poteaux.....	131
<b>Tableau VIII.4.</b> Les sollicitations appliquées sur les semelles continues sous trois poteaux.....	135

---

## Chapitre – I –

### *Présentation du projet*

---

**I. Introduction :**

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme.

**a.** La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique, Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

**b.** Nous disposons aujourd'hui d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construire parasismique, c'est à dire de limiter les conséquences d'un séisme. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement Parasismique

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'une mosquée comportant un RDC et un étage dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Le problème posé est d'assurer la résistance de notre construction aux différents effets tout en prenant le côté économique en considération.

Notre travail est structuré comme suit :

**c.** Etude préliminaire du pré-dimensionnement des éléments (poutres; chaînages et plancher) et des éléments verticaux (poteaux)

**d.** Calcul complet et détaillé des différents éléments non structuraux (Acrotère, escalier, Coupoles, minarets).

**e.** Etude des rigidités, suivie d'une étude sismique. En plus, le calcul des portiques longitudinaux et transversaux qui constituent le squelette de notre structure.

**f.** Etude des différents éléments de l'infrastructure .

**I.1.Présentation de l'ouvrage étudié:**

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé d'une mosquée dans la zone sismique( III )composée de :

- ✓ Un R,D.C. comportant une salle de prière pour homme.
- ✓ Un étage comportant une salle de prière pour homme.
- ✓ Deux coupoles de forme demi sphère.
- ✓ Deux minarets symétriques d'une hauteur de 28.25m.

Le bâtiment a une forme rectangulaire. symétrique dans les deux sens La circulation verticale est assurée par des escaliers qui permettent de montée jusqu'à l'étage.

**I.2 Présentation de l'ouvrage :**

- ✓ La longueur totale de l'ouvrage.....53.87m
- ✓ La largeur totale de l'ouvrage.....28.64m
- ✓ Hauteur totale de l'ouvrage.....9.18m
- ✓ Hauteur du RDC.....4.59m
- ✓ Hauteur de l'étage.....4.59m
- ✓ Hauteur de l'acrotère.....0.60m

La coupole : Est en forme d'une demi-sphère de rayon 3.68m et d'épaisseur 12cm en béton arme.

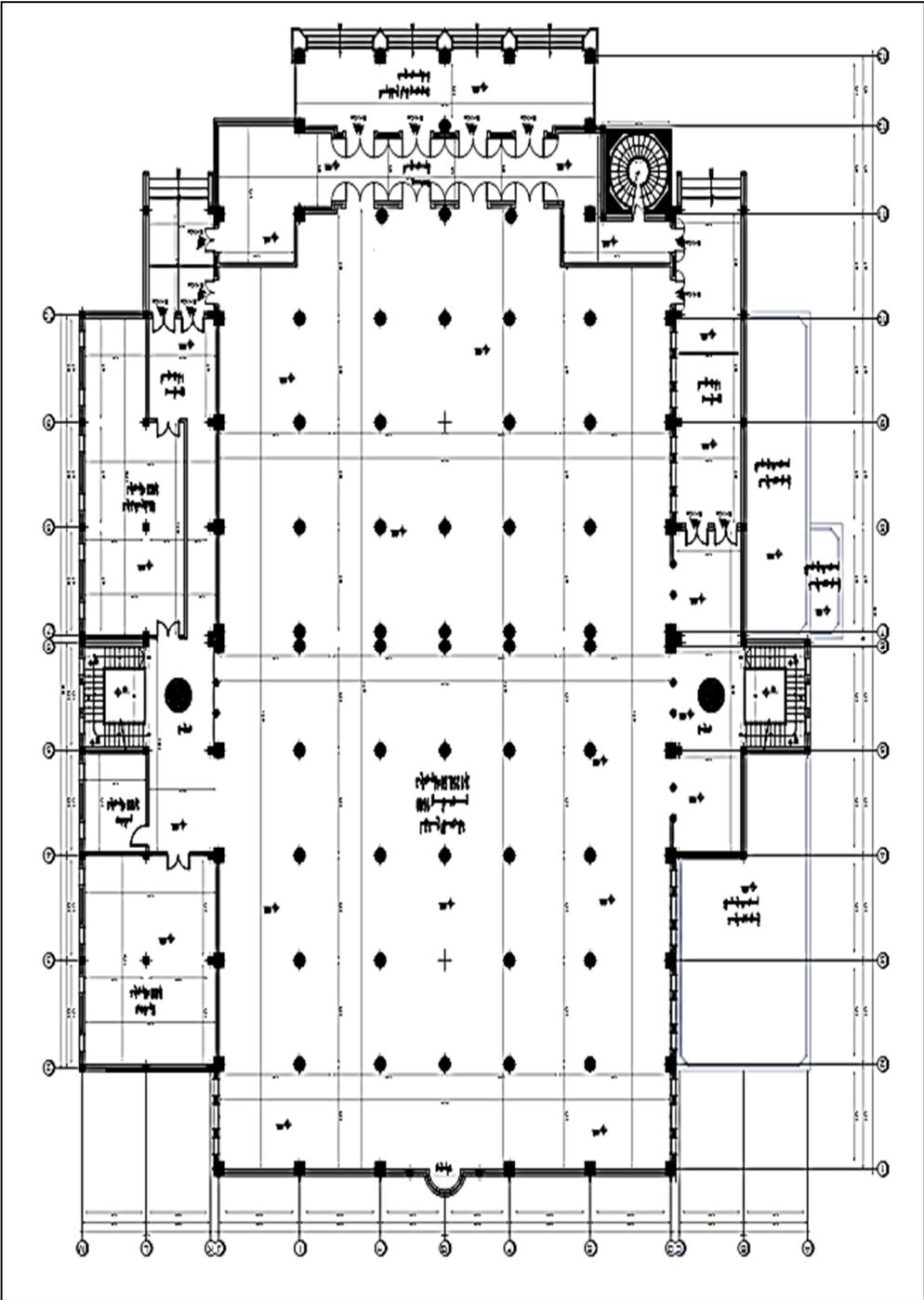


Figure I.1. Vue en plan au niveau du RDC

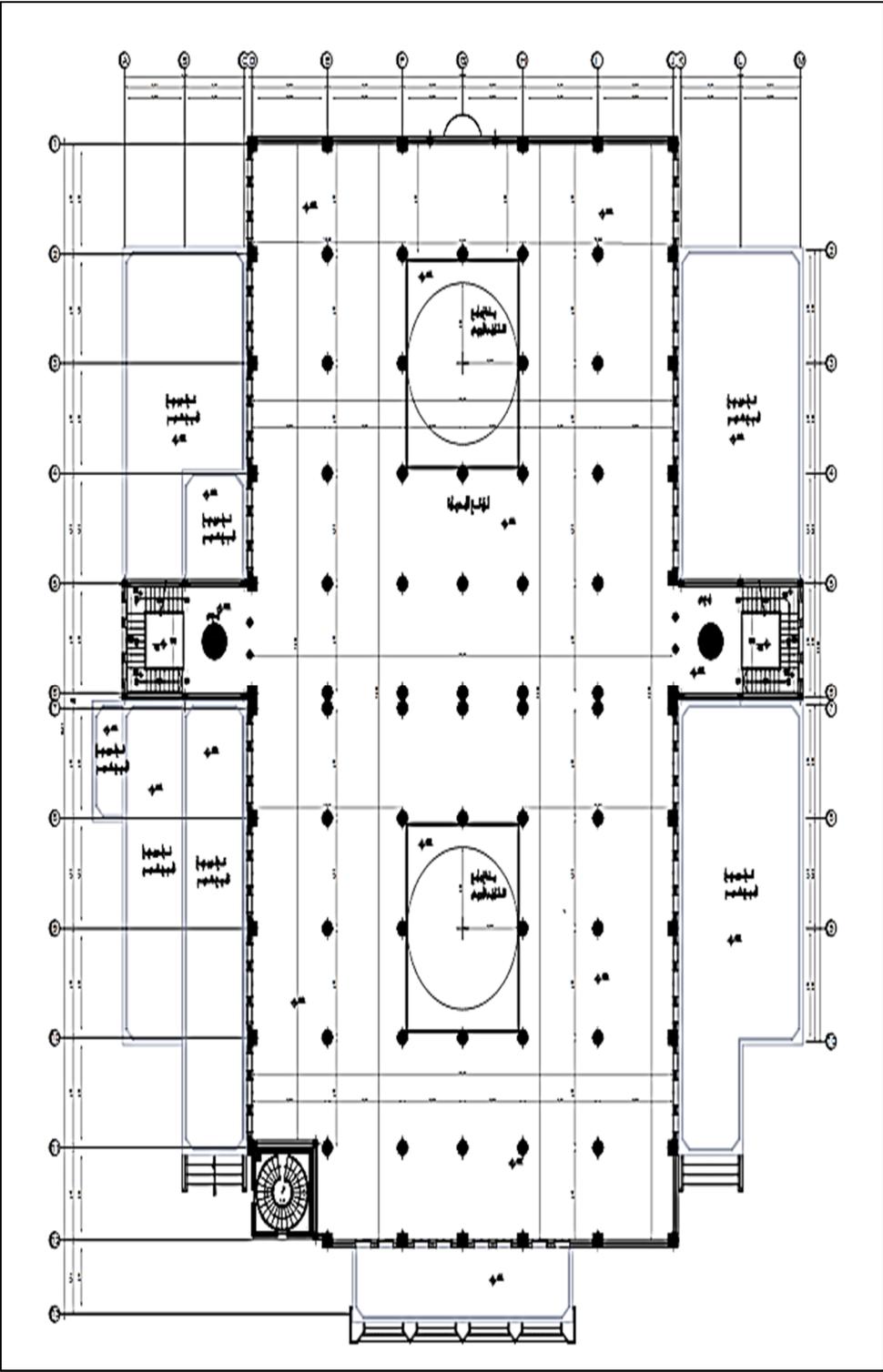


Figure I.2. Vue en plan au niveau du 1 étage

Façade Ech: 1/50

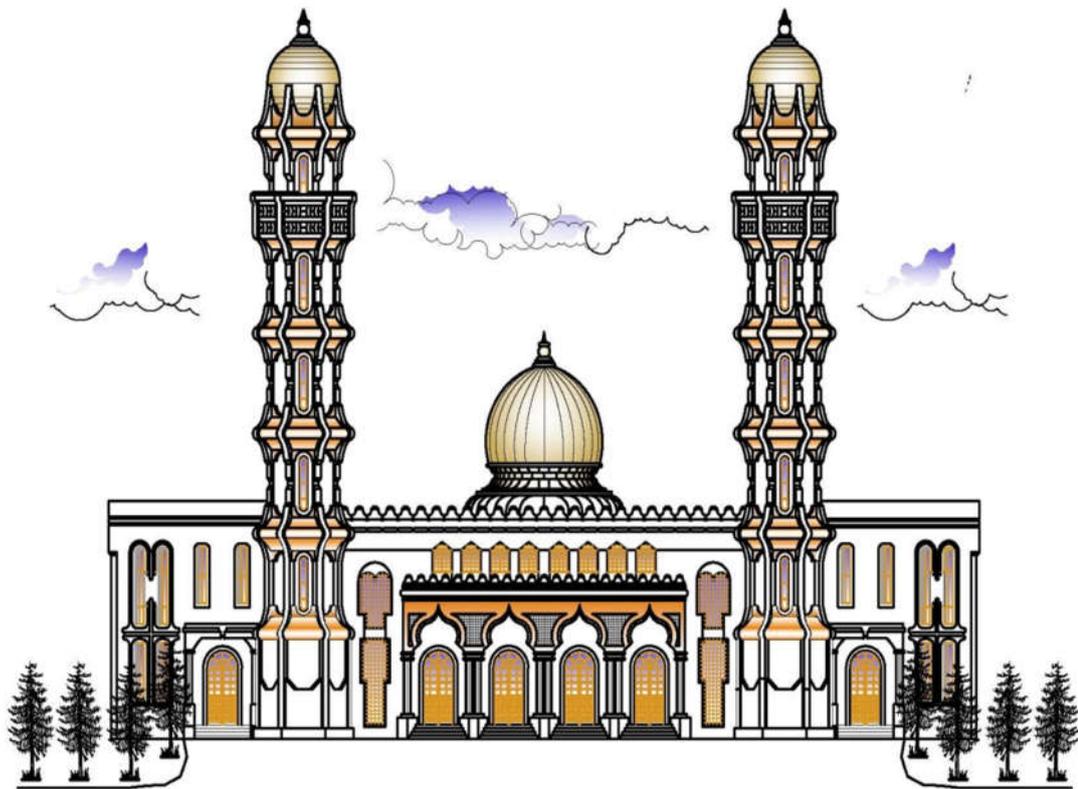


Figure I.3. Plan de façade

**I.3 caractéristiques géotechniques du sol :**

- g. Selon le rapport géotechnique du laboratoire LTPO, le sol d'assise devant recevoir le bloc est caractérisé par :
- h. La contrainte du sol est  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5$  bars pour un ancrage  $D = 1,50$  m.
- i. Le poids spécifique de terre  $\gamma = 1,7$  t / m<sup>3</sup>.
- j. L'angle de frottement interne du sol  $\varphi = 35^\circ$
- k. La cohésion  $C = 0$  (sol pulvérulent)

**Données du site :**

- ✓ La wilaya de **Chlef** est classée par les RPA99/V2003 en «**zone III**», zone de forte Sismicité.
- ✓ Le site est classé en (S3), site ferme.
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B

**I.4 Conception de la structure du bâtiment:****1.Planchers**

Nous avons utilisé un seul type de plancher ; plancher corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

**2. Contreventement :**

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.
- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.

**3. Escaliers :**

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes .

**4. Maçonneries :**

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

**5. Revêtement :**

- Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.  
entre les étages. Ils sont construits en B.A.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

**6. Fondations :**

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sol éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels .Le système de fondation doit être homogène.

**I.5.Hypothèses de calcul :**

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25$  Mpa.
- ✓ La résistance à la traction du béton :  $f_{t28} = 2.1$  Mpa.
- ✓ Module d'élasticité longitudinal différé :  $E_{vj} = 10818.865$  Mpa.

- ✓ Module d'élasticité longitudinal instantané :  $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$ .
  - ✓ Limite élastique du l'acier :  $f_e = 400 \text{ Mpa}$ . ( armatures longitudinales)
- $F_e = 235 \text{ Mpa}$ . (Armatures transversales)

## I.6 Caractéristiques des matériaux :

### Béton :

#### a) Composition du béton :

Le béton utilisé est un béton courant dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment. Sa composition courante pour  $1 \text{ m}^3$  est comme suit:

- ✓ Ciment :  $350 \text{ kg}$  de CPA325.
- ✓ Gravier :  $800 \text{ litres}$  de  $15/25 \text{ mm}$ .
- ✓ Sable :  $400 \text{ litres}$  de  $0/5 \text{ mm}$ .
- ✓ Eau :  $175 \text{ litres}$  d'eau de gâchage.

#### b) Résistance du béton :

### Compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$  exprimée en(MPa).

La résistance caractéristique à la compression  $f_{cj}$  à l'âge de  $j \leq 60$  jours, est :

- ✓  $f_{cj} = j / (4.76 + 0.83j) \cdot f_{c28}$  ; pour  $f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$
- ✓  $f_{cj} = j / (1.40 + 0.95j) \cdot f_{c28}$  ; pour  $f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$
- ✓ pour  $j \geq 60$  jours  $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

n prévoit une résistance du béton à 28 jours de  $25 \text{ MPa}$  facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés, d'où  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

### Traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de  $j$  jours est conventionnellement défini par la relation :

- ✓  $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$  (en MPa)
- ✓ Cette formule étant valable pour les valeurs de :  $f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$
- ✓ Pour  $f_{c28} \geq 60 \text{ Mpa}$  ;  $f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$
- ✓ On aura donc pour :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .

**Contraintes limites de compression :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée

Par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b = 1,5$  pour les cas courants.

$\gamma_b = 1,15$  pour les situations accidentelles.

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

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

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

**La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :**

✓ Cas de fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_U = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = \min(3.33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

✓ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_U = \min(0.15 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = \min(2.5 \text{ Mpa}, 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

**Module d'élasticité : (C.B.A 93, A2.1.2) :**

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

**Module instantané :**

Pour les charges appliquées avant 24h.

$$✓ E_{ij} = 11000 \cdot f_{c28}^{1/3}$$

Le module différé :

Pour les charges de long de durée.

$$✓ E_{vj} = 3700 \cdot f_{c28}^{1/3}$$

Dans notre cas, on a :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  alors

$$✓ E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$$

## 6.2. Acier :

### La limite d'élasticité garantie $f_e$ :

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type 1 (limite d'élasticité  $f_e = 400\text{Mpa}$ ), et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 ( $f_e = 235\text{Mpa}$ ).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier «  $E_s$  » est pris égal à :

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{MPa} \text{ (C.B.A 93, A2.2.2)}$$

### Contraintes limites :

i. Etat limite ultime "ELU" : (C.B.A 93 A.4.3.2)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

✓ Situations durables :  $\sigma_s = 400 / 1.15 = 348\text{Mpa}$

✓ Situations accidentelles :  $\sigma_s = 400 / 1 = 400\text{Mpa}$

ii. Etat limite de service "ELS" : (C.B.A 93 A.4.5.3)

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

a. Fissuration peu nuisible : Pas de limitation de la contrainte

b. Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

c. Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min(f_e / 2; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

d. Coefficient de fissuration :  $\eta = \begin{cases} 1 \text{ pour } R.L \\ 1.6 \text{ pour } H.A. \end{cases}$

### Module de Young pour les armatures :

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{MPa} \text{ et } \varepsilon_{st} = f_e / (E_s \cdot \gamma_s)$$

Coefficient de scellement:  $\psi_s = 1.5$  pour H.A ;

$$\psi_s = 1 \text{ pour } R.L$$

### Objet des justifications de calcul :

Selon le CBA 93, les ouvrages et éléments d'ouvrages en béton armé doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues, et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée.

Ils doivent aussi présenter une conception correcte et essentielle en ce qui concerne les dispositions générales de l'ouvrage et les détails constructifs.

Le calcul permet de justifier dans la mesure où il n'existe pas de faute de conception, qu'une sécurité appropriée est assurée :

- ✓ Vis à vis de la ruine de l'ouvrage et de ses éléments constructifs.
- ✓ Vis à vis d'un comportement non satisfaisant en service.

**Justifications de calcul :**

On se base dans notre calcul sur la théorie des états limites. Un état limite est un état particulier pour le quel 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.

Au-delà d'un état limite la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors service, c'est à dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

**Etats-limites ultimes (E.L.U) :**

Correspondent à la limite:

- ✓ Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement)
- ✓ Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture)
- ✓ Soit de la stabilité de forme

**Hypothèses de calcul :** (Règlement C.B.A 93 A.4.3.2)

- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Les sections droites restent planes.
- ✓ L'adhérence béton-acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non glissement.
- ✓ Allongement relatif de l'acier = Allongement relatif du béton  
(Ou raccourcissement) (Ou raccourcissement)

Soit :  $\epsilon_b = \epsilon_s$

- ✓ Le raccourcissement relatif du béton est limité à:
- ✓  $\epsilon_b = 2 \text{ ‰}$  en compression simple (ex. : poteaux).SEC
- ✓  $\epsilon_b = 3.5 \text{ ‰}$  en flexion simple (ex. : poutres).SPC
- ✓ L'allongement relatif de l'acier est limité à  $\epsilon_s = 10 \text{ ‰}$
- ✓ Le diagramme de déformation de la section passe par l'un des trois pivots:  
A, Bou C. (CBA93.Article A.4.3.3).

**États limites de service (e.l.s) :**

Ils sont relatifs surtout aux conditions d'exploitation:

- ✓ état limite de déformation (flèches)

- ✓ état limite de compression du béton ou de traction des aciers
- ✓ état limite d'ouverture de fissures pour la sécurité des ouvrages.

**Hypothèses de calcul :** (Règlement C.B.A 93 A.4.51)

- ✓ L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ Le béton tendu est négligé.
- ✓ Il n'y a pas de glissement relatif entre béton et acier.
- ✓ Par convention le rapport  $n$  du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton ou coefficient d'équivalence à pour valeur 15.

Chapitre – II –

*Pré dimensionnement des éléments*

---

**II.1. Pré dimensionnement du plancher :**

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$h_t \geq \frac{468}{22.5} = 20.80 \text{ cm}$$

Avec :  $\begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale entre nus des poutrelles} \end{cases}$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur  $h_t=24\text{cm}$ , soit un plancher (20+4) cm

**II.2. Descente de charges :**

**II.2.1. Charge permanente :**

**II.2.1.1. Plancher terrasse inaccessible :**

1- Protection en gravillons roulé (6cm)	→	<b>0.80</b> KN/m <sup>2</sup>
2- Etanchéité multicouche (2cm)	→	<b>1.12</b> KN/m <sup>2</sup>
3- Forme de pente en béton léger (5cm)	→	<b>1.20</b> KN/m <sup>2</sup>
4- Isolation thermique en liège (2,5cm)	→	<b>0.16</b> KN/m <sup>2</sup>
5- Plancher à corps creux + dalle de compression (20+4)	→	<b>3.20</b> KN/m <sup>2</sup>
6- Enduit en plâtre (2m)	→	<b>0.20</b> KN/m <sup>2</sup>
		<b>G<sub>t</sub> = 6.68</b> KN/m <sup>2</sup>

**II.2.1.2. Plancher R.D.C et étage courante :**

1-Revêtement en carrelage (2cm)	→	<b>0.40</b> KN/m <sup>2</sup>
2-Mortier de pose (2cm)	→	<b>0.40</b> KN/m <sup>2</sup>
3-Sable fin pour mortier (2cm)	→	<b>0.34</b> KN/m <sup>2</sup>
4-Plancher à corps creux (20+4)	→	<b>3.20</b> KN/m <sup>2</sup>
5-cloison en briques creuses (10 cm)	→	<b>1.00</b> KN/m <sup>2</sup>
6-enduit en plâtre (2cm)	→	<b>0.20</b> KN/m <sup>2</sup>
		<b>G<sub>t</sub> = 5.54</b> KN/m <sup>2</sup>

**II.2.1.3. Murs de façade (extérieur) :**

1-Enduit extérieur en ciment (mortier) (1.5cm)	→	<b>0.27</b> KN/m <sup>2</sup>
2-Brique creuses (15cm)	→	<b>1.30</b> KN/m <sup>2</sup>
3- Brique creuses (10cm)	→	<b>0.90</b> KN/m <sup>2</sup>
4-Enduit intérieur en plâtre (1.5cm)	→	<b>0.15</b> KN/m <sup>2</sup>
		<b>G = 2.62</b> KN/m <sup>2</sup>





**II.4.1. Pré dimensionnement des poteaux de type 01:**

**II.4.1.1. Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux NU**

**a . Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :**

- Plancher terrasse :  $G \times S = 25 \times 6,68 = 167 \text{ KN}$

- Plancher RDC( étage courant):  $n \times G \times S = 1 \times 5,54 \times 25 = 138,5 \text{ KN}$

On majore les efforts de 10%

$n=1$  (nombre de plancher d'étage courant).

$N_G = 1,1(167+138,5) = 305,5 \text{ KN}$

**b-Les efforts de compression due charge d'exploitation:**

Par application de la loi de dégression:  $Q=5\text{KN/m}^2$

$N_Q=1,1.Q.S=1,1.5.25 = 137,5\text{KN}$

D'où:  $NU=1,35N_G+1,5N_Q=1,35. 305,50+1,5.137,5$

$NU=618,675\text{KN}$

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

**a. Détermination de "a" :**

**a.1.Vérification de flambement :**

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n y ait pas de flambement c'est-à-dire  $\lambda \leq 50$

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

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

$$B = a.b$$

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

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Avec :

- $L_f$  :Longueur de flambement
- $i$  : Rayon de giration
- $B$  : Section des poteaux
- $\lambda$  : L'élancement du poteau
- $I$  : Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

On a:  $L_0=4,59 \text{ m}; L_f = 0,7 \times 4,59 = 3,213\text{m} = 321,3\text{cm}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{321,3}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{321,3}{0,289.50} = 22,24\text{cm}$$

On prend : **a = 50cm**

$\lambda=0,7L_0/i \Rightarrow 321,30/13 =24,72 < 50 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**b- Détermination de "b" :** Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

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

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

$$B_r: \text{ section réduite } B_r = (50-2) \times (b-2) = 48 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

$A_s$  = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone III}$$

$$A_s = 8\% [48(b-2)] = 0,384(b-2) \text{ cm}^2$$

$\alpha$  : étant un coefficient fonction de  $\lambda$ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{321,30}{0,289,50} = 22,24 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(22,24/35)^2]$$

$$\alpha = 1,00$$

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

$$N_u \leq 1 \left[ \frac{48(b-2) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5 \cdot 10} + \frac{0,384(b-2) \cdot 400}{1,15} \right]$$

$$b \geq \frac{1828,245 + 270,76}{135,38} = 20,50 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 50 cm.**

**c- Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a, b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{459}{20} = 22,95 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc : **a = b = 50 cm**

**II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux de type 2:**

- Détermination de "D":

- Vérification de flambement:

On doit faire les mêmes étapes:

$$L_0 = 4,59 ; L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 4,59 = 3,213 \text{ m} = 321,3 \text{ cm.}$$

$$\lambda = L_f / i = \frac{321,3}{0,289D} \leq 50 \Rightarrow D \geq 14,82 \text{ cm.}$$

On prend: **D = 50cm.**

$$\lambda = 0,7L_0/i \Rightarrow 321,3/11,54 = 27,84 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**c- Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a,b) = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a,b) = 50 \text{ cm} > \frac{459}{20} = 22,95 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc: **D= 50cm.**

**II.5. Pré dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

Le **R.P.A 99(version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq h_e/25 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur du voile} \\ a : \text{épaisseur des voiles (} a_{\min} = 15 \text{ cm)} \\ h_e : \text{hauteur d'étage (4.59m)} \\ a \geq 459/25 = 18,36 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend **a = 20 cm**

Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs:

Eléments	Sections	
	P .Carré	P .Circulaire
Poteaux	(50x50) cm <sup>2</sup>	(D=50) cm <sup>2</sup>
Poutres principales	(40x45) cm <sup>2</sup>	
Poutres secondaires	(35x40) cm <sup>2</sup>	
Voiles	20cm	
Plancher	(20+4) cm	

## Chapitre – III –

### *Calcul des planchers*

---

**Calcul des planchers :**

**III.1-Introduction:**

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

- **Fonction de résistance** : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation,
- **Fonction d'isolation**: ils isolent thermiquement et accoustiquement les différentes étages,

Comme notre projet est une mosquée, on adopte un plancher à corps creux le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.

-Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

**III.1.1-Dimensionnement des poutrelles:**

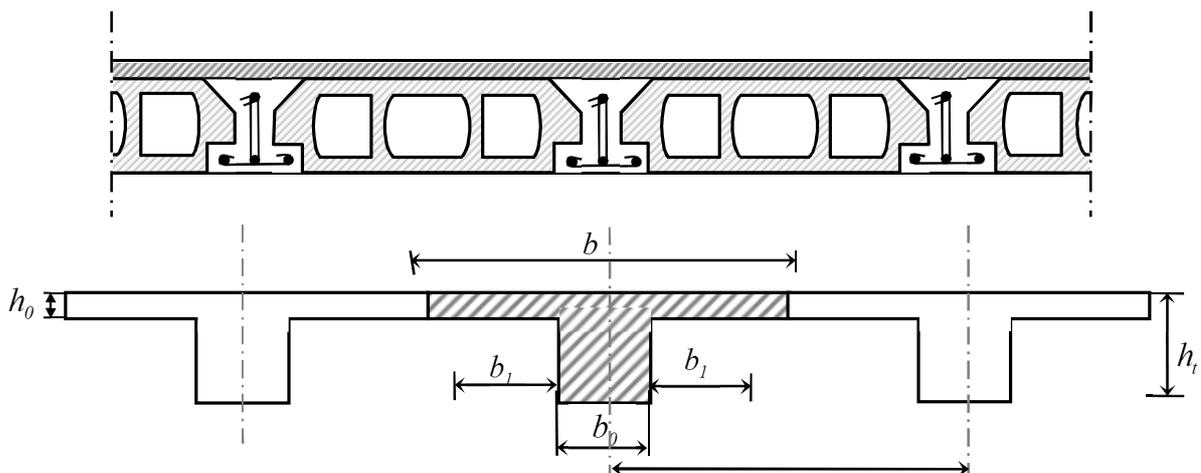
Notre construction étant une construction courante à surcharge modérée ( $Q \leq 5 \text{KN/m}^2$ ).

On a un seul type de planchers à corps creux  $h_t = 24 \text{cm}$

- 20cm : corps creux
- 4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis

- Hauteur du plancher  $h_t = 20 \text{cm}$
- Épaisseur de la nervure  $h_0 = 4 \text{cm}$
- Largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{cm}$



**Figure III.1.**Schéma d'un plancher a corps creux

**Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :**

Le calcul de la largeur b se fait à partir des conditions suivantes:

$$b=2b_1+b_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$l_1=65\text{cm}$$

$$b_1 = (b-b_0)/2 = \min \begin{cases} b_1 \leq (l_1-b_0) / 2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq (65-12)/2=26,5\text{cm} \\ b_1 \leq 288/10=28,8\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend:  $b_1=26,5\text{cm}$ .

$$(1) \Rightarrow b=2(26,5) +12=65\text{cm}.$$

Donc : **b=65 cm**

**II.2.Méthode de calcul des poutrelles :**

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les condition courantes.

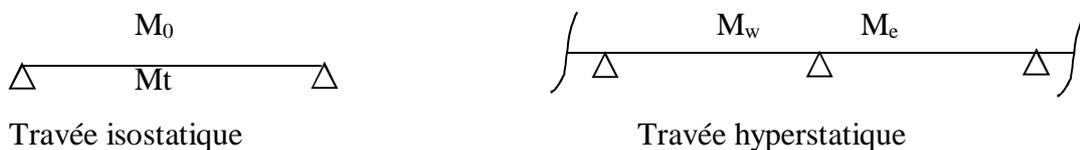
**Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

1. La charge d’exploitation  $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différentestravées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25  
 $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$
4. - La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

**Principe de calcul :**

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M<sub>0</sub>" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M<sub>w</sub>, M<sub>t</sub>, M<sub>e</sub> doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w+M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0/2$  dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0/2$  dans une travée de rive

M<sub>0</sub> : Moment maximal dans la travée indépendante

M<sub>t</sub> : Moment maximal dans la travée étudiée

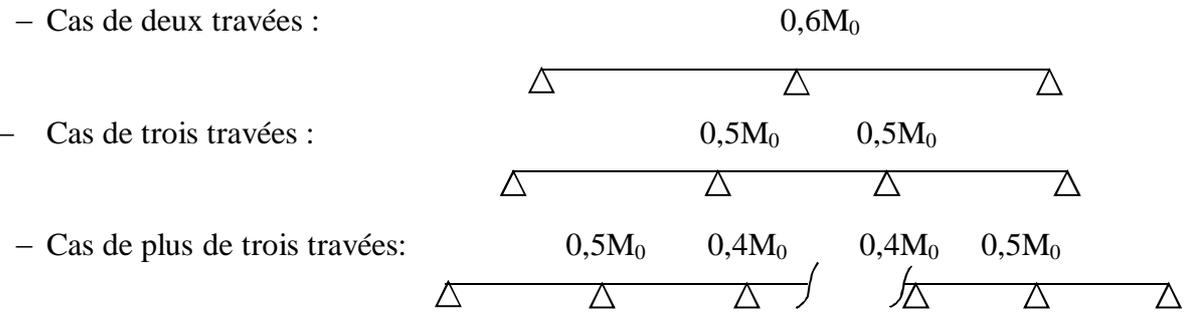
M<sub>w</sub> : Moment sur l’appui gauche de la travée

$M_e$  : Momentsur l'appui droitde la travée

$\alpha$  :  $Q / (G+Q)$  rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

**Valeurs des moments aux appuis:**

Les valeurs absolus des moments sur appuis doivent être comme suit :



**Effort tranchant :**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseurde l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

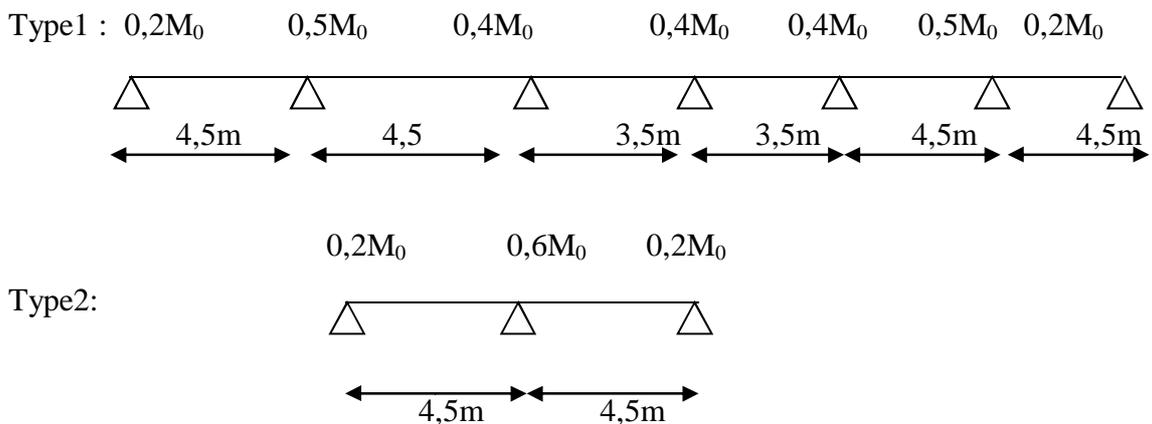
Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

- $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql/2$
- $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$

**III -3 Calcul des poutrelles:**

**1) Type de poutrelles:**

Notre construction comporte trois types de poutrelles; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.



**2. Les combinaisons de charges:**

Les charges par mètre linéaire /mL

– **Plancher RDC:**

$$\begin{cases} G=5,54 \cdot 0,65=3,60 \text{ KN/mL} \\ Q=5,00 \cdot 0,65=3,25 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u=1,35G+1,5Q =9,74 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser}=G+Q =6,85 \text{ KN/mL.} \end{cases}$$

– **Plancherterrasse;**

$$\begin{cases} G=6,68 \cdot 0,65=4,34 \text{ KN/mL} \\ Q=1,00 \cdot 0,65=0,65 \text{ KN/mL} \end{cases} \begin{cases} Q_u=1,35G+1,5Q =6,84 \text{ KN/mL.} \\ Q_{ser}=G+Q =4,99 \text{ KN/mL.} \end{cases}$$

**3. Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :**

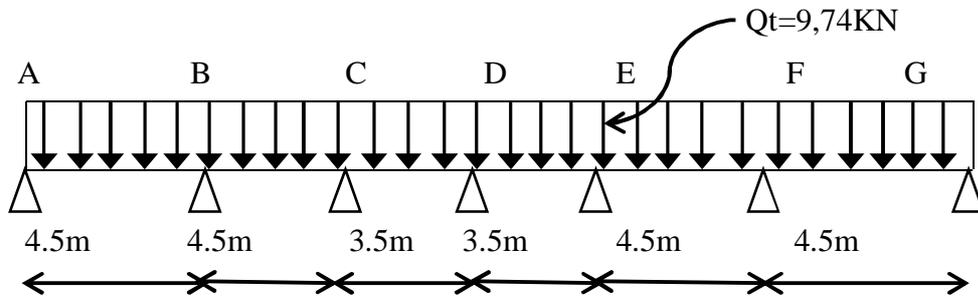
- 1- la charge d’exploitation  $Q \leq \max (2G, 5\text{KN/m}^2)$ 
  - a- **plancher de R.D.C** :  $G=5,54\text{KN/m}^2, Q=5\text{KN/m}^2$   
 $Q=5\text{KN/m}^2 < 2G=11,08\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots$  vérifié
  - b- **Plancher terrasse** :  $G=6,68\text{KN/m}^2, Q=1\text{KN/m}^2$   
 $Q=1\text{KN/m}^2 < 2G=13,36\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots$  vérifié
- 2- Poutrelle à inertie constante ( $I=\text{cte}$ ).....vérifié
- 3- Fissuration peu préjudiciable.

**III.3.1.Plancher RDC:**

Le calcul se fait à l’E.L.U

☞Exemple de calcul:

Type1:



**Calcul des moments dans les autres travées(AB,BC,CD ,DE,EF et FG):**

On utilise la méthode forfaitaire:

**Moment isostatique :**

$$M_{0AB} = M_{0BC} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 9,74(4,5)^2 / 8 = 24,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = M_{0DE} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 9,74(3,5)^2 / 8 = 14,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = M_{0FG} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 9,74(4,5)^2 / 8 = 24,65 \text{ KN.m}$$

**Moments sur appuis:**

$$M_A = 0,2M_{0AB} = 4,93 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_F = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 12,32 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_E = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 9,86 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 5,96 \text{KN.m}$$

$$M_G = 0,2 M_{0FG} = 4,93 \text{KN.m}$$

**Moment en travée (AB,BC,DC, DE,EF et FG):**

– Travée(AB) de rive :

$$\left. \begin{array}{l} 1) \quad M_t^{AB} \geq 1,068.24,65 - (4,93 + 12,32)/2 = 17,70 \text{KN.m} \\ 2) \quad M_t^{AB} \geq 0,63.M_{0AB} = 0,63.24,65 = 15,53 \text{KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{AB} = 17,70 \text{KN.m}$$

– Travée (BC) ,travée intermédiaire :

$$\left. \begin{array}{l} 1) \quad M_t^{BC} \geq 1,068.24,65 - (12,32 + 9,86)/2 = 16,30 \text{KN.m} \\ 2) \quad M_t^{BC} \geq 0,53.M_{0BC} = 0,53.24,65 = 13,06 \text{KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{BC} = 16,30 \text{KN.m}$$

– Travée(CD) ,travée intermédiaire :

$$\left. \begin{array}{l} 1) \quad M_t^{CD} \geq 1,068.14,91 - (9,86 + 5,96)/2 = 8,14 \text{KN.m} \\ 2) \quad M_t^{CD} \geq 0,53.M_{0BC} = 0,53.24,65 = 13,06 \text{KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{CD} = 13,06 \text{KN.m}$$

– Travée(DE) ,travée intermédiaire :

$$\left. \begin{array}{l} 1) \quad M_t^{DE} \geq 1,068.14,91 - (5,96 + 9,86)/2 = 8,01 \text{KN.m} \\ 2) \quad M_t^{DE} \geq 0,53.M_{0BC} = 0,53.24,65 = 13,06 \text{KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{DE} = 13,06 \text{KN.m}$$

**Effort tranchant:**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (M_w - M_e)/L + Q_u.L/2 \\ T_e = (M_w - M_e)/L - Q_u.L/2 \end{array} \right.$$

– Travée (AB):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (4,93 - 12,32)/4,5 + 9,74.4,5/2 = 20,27 \text{ KN} \\ T_e = (4,93 - 12,32)/4,5 - 21,91 = -23,56 \text{KN} \end{array} \right.$$

– Travée (BC):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (12,32 - 9,86)/4,5 + 21,91 = 22,46 \text{ KN} \\ T_e = (12,32 - 9,86)/4,5 - 21,91 = -21,37 \text{ KN} \end{array} \right.$$

– Travée (CD) :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (9,86 - 5,96)/3,5 + 9,74.3,5/2 = 18,16 \text{KN} \\ T_e = (9,86 - 5,96)/3,5 - 17,04 = -8,89 \text{KN} \end{array} \right.$$

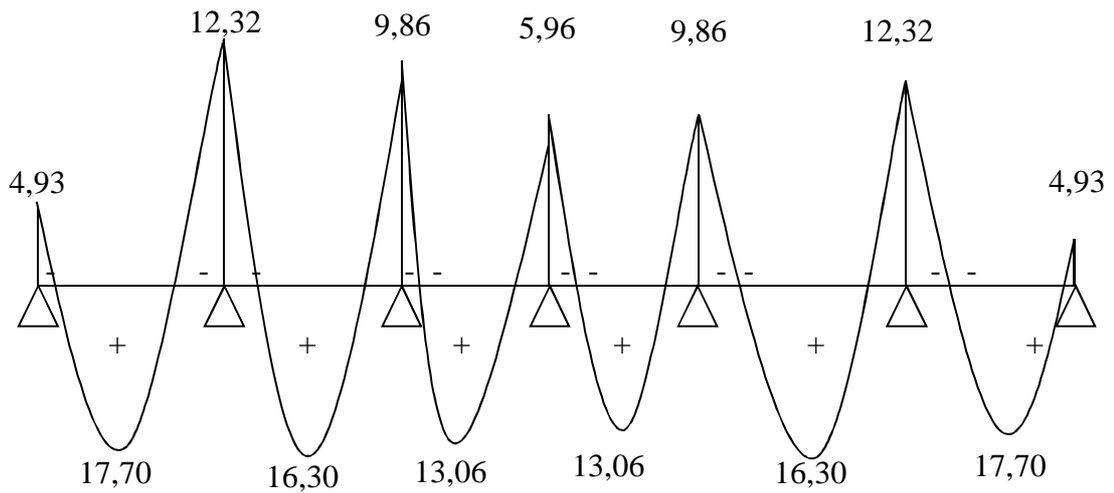


Figure III.2 Diagramme des moment fléchissant, M [KN.m]

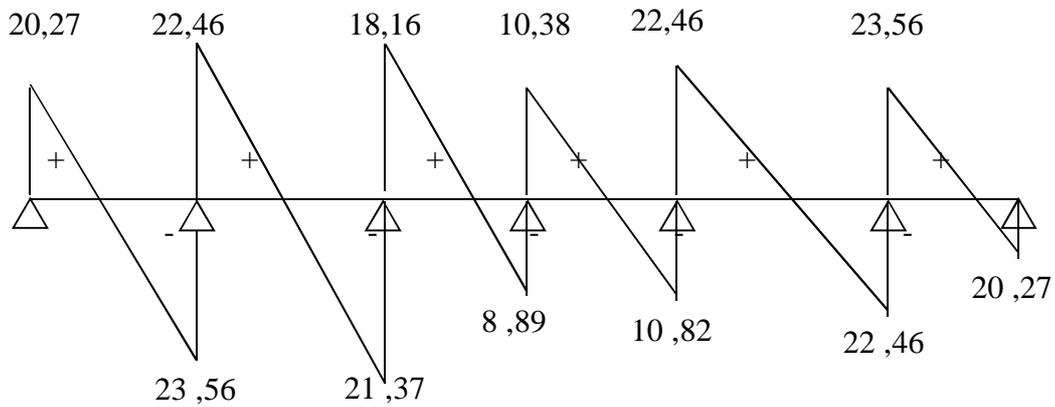


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Tableau III .1 -Récapitulatif des résultats obtenus :

Les sollicitations maximales de calcul sont:

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
01	A-B	4,5	24,65	17,70	4,93	12,32	20,27	23,56	17,34	12,45	3,47	8,67
	B-C	4,5	24,65	16,30	12,32	9,86	22,46	21,73	17,34	10,71	8,67	6,94
	C-D	3,5	14,91	16,06	9,86	5,96	18,16	8,89	10,49	9,19	6,94	4,20
02	A-B	4,5	24,65	17,70	4,93	14,74	19,73	24,09	17,34	11,58	3,47	10,58
	B-C	4,5	24,65	17,70	14,74	4,93	19,73	24,09	17,34	11,58	3,47	10,58

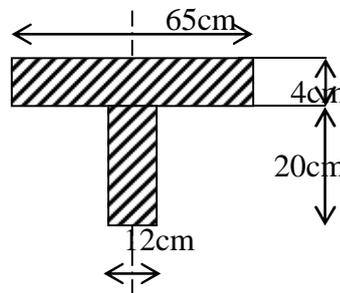
$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 17,70 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 14,74 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 22,46 \text{ KN} \end{array} \right. \text{ E.L.S} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 12,45 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 10,58 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**III .4.Calcul du ferrailage des poutrelles :(à l'ELU) :**

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieurs et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des section en "T" dont les dimensions sont données comme suit:



**Données :**

- Largeur de la poutrelle  $b=65\text{cm}$ .
- Largeur de la  $b_0=12\text{cm}$ .
- Hauteur de la section  $ht=24\text{ cm}$ .
- Hauteur de la section  $h_0=4\text{cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0,9h=21,6\text{cm}$
- contrainte des aciers utilisés  $f_e=400\text{ Mpa}$
- contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25\text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable

**III .4.2.Plancher R.D.C:**

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{travée}_{\max}} = 17,70 \text{ KN.m} \\ M_{\text{appui}_{\max}} = 14,74 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 22,46 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**III.4.2.1. Calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U):**

– **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibre par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0 / 2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4 / 2) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 17,70 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$  soumise à

$$M_{tmax} = 17,70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{17,70 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (21,6)^2 \cdot 65} = 0,0412 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,0412 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,976$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,70 \cdot 10^3}{0,976 \cdot 21,6 \cdot 348} = 2,41 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V = \frac{12 \cdot (24)^2 + (65 - 12) \cdot (4)^2}{2[12 \cdot 24 + (65 - 12) \cdot 4]} = 7,76 \text{ cm}$$

$$I = 26317,87 \text{ cm}^4$$

$$V' = h_t - V = 24 - 7,76 = 16,24 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{26317,87 \cdot 42}{0,81 \cdot 24 \cdot 16,24} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{s\text{cal}} = 2,41 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

**Le choix: 3T12=3,39 cm<sup>2</sup>.**

– **Sur appuis intermédiaire :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{14,74 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (216)^2 \cdot 12} = 0,186 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,186 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,883$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,74 \cdot 10^3}{0,883 \cdot 21,6348} = 2,22 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{26317,87,42}{0,81 \cdot 24,7,76} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{s\text{cal}} = 2,22 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Le choix: 2T12 = 2,26 cm<sup>2</sup>.**

– **Sur appuis de rive :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{4,93 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (216)^2 \cdot 12} = 0,062 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,062 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,93 \cdot 10^3}{0,964 \cdot 21,6348} = 0,70 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{26317,87,42}{0,81 \cdot 24,7,76} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{s\text{cal}} = 0,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Le choix: 2T8 = 1,01 cm<sup>2</sup>**

**III.4.2.2-Vérification des contraintes à L.E.S :**

**-Plancher R.D.C :**

$$M_{\text{ser}} = 12,45 \text{ KN.m}$$

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

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A' (y - c') - \eta A (d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 3,39 \cdot (d - y) = 0$$

$$32,5 \cdot y^2 + 50,85y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$y=3,92\text{cm} < 4\text{cm} \Rightarrow$  L'axe neutre tombe dans la table de compression.

**Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,92)^3 + 15 \cdot 3,39 \cdot (8 - 3,92)^2 = 11385,95 \text{ cm}^4.$$

**II.4.2.3. Calcul des contraintes :**

**1- Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{12,45 \cdot 10^3}{11385,95} \cdot 3,92 = 4,29 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la

Contrainte maximale dans l'acier tendu  $\sigma_{st}$ .

**2-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal  $T_{max}=22,46 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{22,46 \cdot 10^3}{0,12 \cdot 0,18} = 1,04 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

**3.Les armatures transversales  $A_t$ :**

$$\Phi_t \leq \min(h / 35; b_0 / 10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

**Diamètre :**  $\Phi_t \leq \min(200 / 35; 120 / 10; 12) = 5,71 \approx 6 \text{ mm}.$

on adopte :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}.$

**4.Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min(16,2 ; 40\text{cm}) \end{array} \right\} St \leq 16,20\text{cm}$$

**5. La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ Mpa} ; \delta_s = 1,15$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcule la valeur de l'effort tranchant  $T_u(h/2)$  par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

– On calcule la distance "X":

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 4,5/2 + (4,93 - 12,32)/9,74 \cdot 4,5 = 2,08 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,24/2 = 0,12 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,08 - 0,12 = 1,96 \text{ m} \quad 4,5 \text{ m}$$

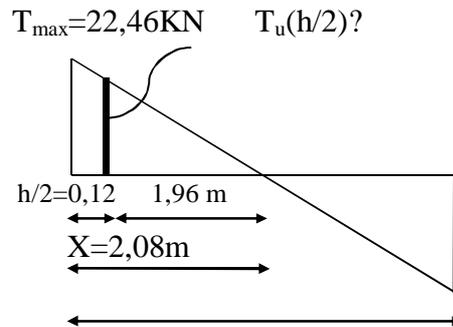
$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 22,46 \cdot 1,96/2,08 = 21,16 \text{ KN}$$

$$T_u(h/2) = \mathbf{21,16 \text{ KN}}$$

$$D'où: \tau_u(h/2) = (21,16 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\tau_u(h/2) = \mathbf{0,98 \text{ MPa}}$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,98 - 0,3 \cdot 1,2) \cdot 1,12}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 2,28 \cdot 10^{-3} \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$



**6. Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,98}{2}; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2)  $\Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,02 \text{ cm}$ , on prend  $S_t=15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,02.15=0,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 6= 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t=15 \text{ cm} \end{cases}$$

**-Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10\Phi_L; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

**-Zone courante:**

$$S_t \leq 15\text{cm}$$

$$S_t=15\text{cm}$$

On adopte  $\begin{cases} S_t=10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ S_t= 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$

**7.Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 22,46 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 14,74\text{KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{14,74}{0,9.18.10^{-2}} = 90,99\text{KN} > T_u = 22,46\text{KN}$$

Les armatures longitudinales inférieurs ne sont pas soumises à un effort de traction.

**8.Compression de la bille d'about :**

la contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T \sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: longueur d'appui de la biellette

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$$

Mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de  $45^0$  donc on doit vérifiée que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a.b_0} \leq \frac{0,8.f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8.b_0.f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2.22,46.1,5}{0,8.12.25.10} = 0,028m = 2,8cm$$

a = min (a' ; 0,9 d)

a = min (31cm; 16,2cm) = 16,2 cm > 2,8 cm.....condition vérifiée

**9.Entraînement des armatures :**

**-Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{u,ser} = T/0,9d.\mu.n \leq \bar{\tau}_{u,ser} = \psi_s . f_{t28}$$

$$\tau_{u,ser} = 22,46 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,77 \times 3 \times 10^2 = 1,22 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u,ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{Mpa}$$

$$\tau_{u,ser} = 1,22 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_{u,ser} = 3,15 \text{Mpa}.....condition vérifiée$$

**-Ancrage des armatures tendues :**

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 . f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 . 2,1 = 2,835 \text{MPa.}$$

La longueur de scellement droit  $L_s = \phi f_c / 4\tau_s$ .

$\phi$  : Diamètre d'une barre égale 1,2cm

$$L_s = 1,2.400 / 4.2,835 = 42,32 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre  $b = 35\text{cm}$

Nous sommes obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5.1,2 = 6,6 \text{ cm.}$$

**10.Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{500} = 0,048 > 0,0444 \right).....condition.vérif.ée. \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{500} = 0,048 > \frac{12,45}{15.17,34} = 0,048 \right) ..condition vérifiée \\ \left( \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_c} \right) \Rightarrow \left( \frac{3,39}{12.18} = 0,0157 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \right).....condition non vérifiée \end{array} \right.$$

la 3<sup>ème</sup> condition ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$$

$F_i$ : flèche due aux charges de faible durée d'application.

$F_v$ : flèche due aux charges de longue durée d'application

$$\text{Avec: } E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{fv} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} I_0 : \text{moment d'inertie de la section totale rendue homogène/à}$$

l'axe passant par son C.D.G

$I_{fi}$  : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

$I_{fv}$  : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

**a- Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 24 - 4) + [(24 - 4) \cdot 12 \cdot (24 - 4)/2] + 15 \cdot 3,39 \cdot 2}{(65 \cdot 4) + (24 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 3,39}$$

$$y_G = 14,93 \text{ cm}$$

**b- Détermination du moment d'inertie:**

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (14,93)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (14,93 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (24 - 14,93)^3}{3} + 15 \cdot 3,39 \cdot (18 - 14,93)^2$$

$$I_g = 35633,76 \text{ cm}^4$$

**c- Charges prises en comptes :**

1-charge avant mise de revêtement :  $j = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}$ .

2-charge après mise de revêtement :  $G = 5,54 \times 0,65 = 3,60 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S :  $P = (G+Q) : P = (5,54+5) \times 0,65 = 6,85 \text{ KN/m}$

**d- Calcul des moments correspondants :**

$$M_j = 0,85 \cdot j \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 1,82 \cdot (5)^2/8 = 3,00 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 3,60 \cdot (5)^2/8 = 9,56 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 6,85 \cdot (5)^2/8 = 18,20 \text{ KN.m}$$

**e- calcul des contraintes:**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{4,83 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 87,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{9,56 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 174,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A_s \cdot Z} = \frac{18,20 \times 10^3}{3,39 \times 0,9 \times 18} = 331,40 \text{ MPa}$$

**f- Calcul des coefficients:**

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

$$f; \lambda_i; \lambda_v \quad \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3b_0/b)f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 12/65)0,016} = 2,57$$

$$\lambda_v = (2/5)\lambda_i = (2/5)2,57 = 1,03$$

**g- Calcul des coefficients ( $\mu_i$ ) :**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$* \mu_j = 1 - [(1,75 \times 2,1) / (4 \times 0,016 \times 87,95) + 2,1] = 0,52$$

$$* \mu_G = 1 - [(1,75 \times 2,1) / (4 \times 0,016 \times 174,07) + 2,1] = 0,72$$

$$* \mu_P = 1 - [(1,75 \times 2,1) / (4 \times 0,016 \times 331,4) + 2,1] = 0,84$$

**h- Calcul des moments d'inertie après fissuration :**

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} \quad : I_0 = I_G = 35633,76 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times 35633,76}{(1 + 2,57 \times 0,52)} = 16776,72 \text{ m}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 35633,76}{(1 + 2,57 \times 0,72)} = 13751,45 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 35633,76}{(1 + 2,57 \times 0,84)} = 12408,87 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fv} = \frac{1,1 \times 35633,76}{(1 + 1,03 \times 0,72)} = 22506,39 \text{ cm}^4.$$

**i- Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:**

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{4,83 \times (5)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 16776,72)} = 0,22 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{9,56 \times (5)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 13751,45)} = 0,54 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{18,20 \times (5)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 12408,87)} = 1,40 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{9,56 \times (5)^2 \times 10^7}{(10 \times 1081886 \times 22506,39)} = 0,98 \text{ cm.}$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}.$$

$$F_{total} = 0,98 - 0,22 + 0,40 - 0,54 = 0,62 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,62 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/500 = 500/500 = 1 \text{ cm.}$$

$$F_{adm} = 1 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,62 \text{ cm} < F_{adm} = 1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

**III.2.Méthode de Caquot :**

Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments mais avec certains ajustements, propre aux poutres en béton armé .

**III.2 .1Principe de méthode :**

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appuis d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutre à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

Dans ce schéma, il n'y a pas de moments sur les appuis en amont et en aval de l'appui étudié, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de la continuité.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives l'.

**III.3 .2Vérification des conditions d'application de la méthode CAQUOT minorée :**

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL 91/99

Sont les suivantes :

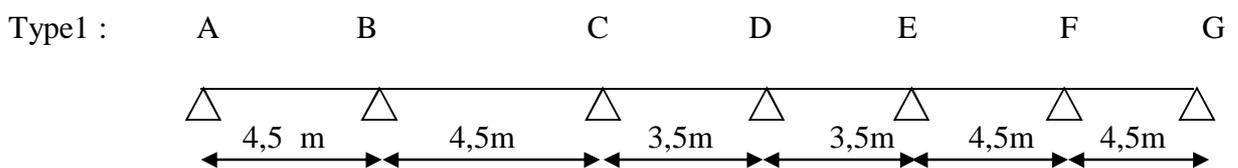
1. La charge d'exploitation modérée :  $P \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
2. L'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
3. Le rapport entre deux portées successives doit être comprise entre 0,8 et 1,25.
4. La fissuration est peu nuisible.

-La troisième condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de CAQUOT pour les cas (étages courants et terrasse).

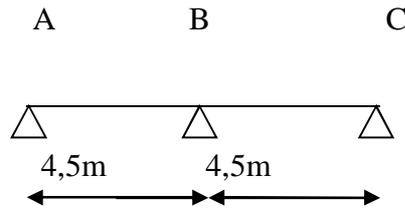
**Exemple de calcul (Plancher terrasse) :**

**1) Type de poutrelles:**

Notre construction comporte trois types de poutrelles; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.



Type2:



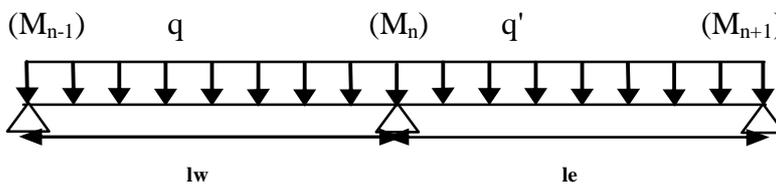
Les moments sur les appuis :

Charge uniformément répartie :

$$M_{ap} = - \left( \frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \right)$$

$l = 1$  (pour les travées de rives)

$l = 0,81$  (pour les travées de intermédiaire)



**III.3.3.Calcul des sollicitations (E.L.U)**

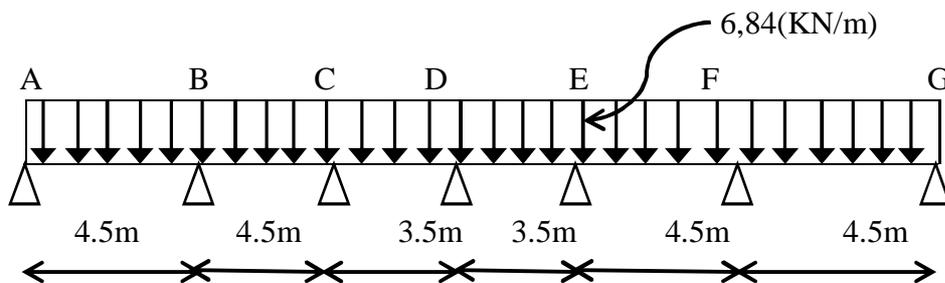
Plancher terre : Calcul des charges par mètre linéaire

$G = 6.68 \text{KN/m}^2$

$P = 1 \text{KN/m}^2$

$q = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65$

$q = 6.84 \text{KN/ml}$                       à E.L.U.R



– **Partie AB :**

$M_{0AB} = ql^2/8 = 17.31 \text{KN.m}$

– **Partie BC :**

$M_{0BC} = ql^2/8 = 17.31 \text{KN.m}$

– **Partie CD :**

$M_{0CD} = ql^2/8 = 10.47 \text{KN.m}$

Les moments sur appuis sont :

$$M_{Aap} = 0 \quad M_{Bap} = - \left( \frac{6.84 \times (4,5)^3 + 6.84 \times (3,6)^3}{8,5(4,5 + 3,6)} \right) = -13.67 \text{KN.m}$$

$$M_{capp} = -12.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{dapp} = -8.28 \text{ KN.m}$$

**Calcul de l'effort tranchant T :**

**L'effort tranchant est donnée par :**

$$\begin{cases} T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_0 = \frac{q.l}{2} \end{cases}$$

– **Travée AB :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{4.5} = 18.43 \text{ KN} \\ T_e = -12.35 \text{ KN} \end{cases}$$

– **Travée BC :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{4.5} = 21.20 \text{ KN} \\ T_e = -9.58 \text{ KN} \end{cases}$$

– **Travée CD :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_C - M_D}{3.25} = 17.89 \text{ KN} \\ T_e = -6.04 \text{ KN} \end{cases}$$

**Les moments en travée :**

$$M_t = 1/2 ( T_w^2 / q + M_w )$$

**Travées (AB) :**

$$M_t = 7.03 \text{ KN .M}$$

**Travées (BC) :**

$$M_t = 9.30 \text{ KN .M}$$

Travées (CD) :

$$M_t = 2.83 \text{ KN .M}$$

b. Type 2 :

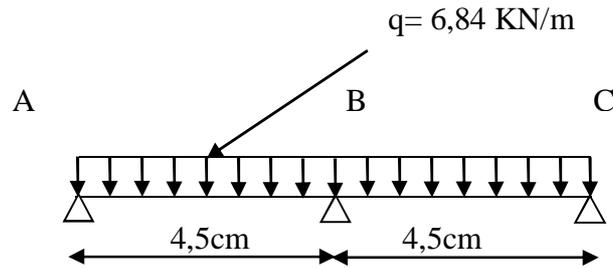
**b.1. Plancher terrasse :** Calcul des charges par mètre linéaire

$$G = 6.68 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$q = (1.35 G + 1.5 Q) \times 0.60$$

$q = 6,84 \text{KN/ml}$  à E.L.U.R



**Partie AB :**

$$M_{0AB} = ql^2/8 = 17.31 \text{KN.m}$$

**Partie BC :**

$$M_{0BC} = ql^2/8 = 17.31 \text{KN.m}$$

**Les moments sur appuis sont :**

$$M_{Aap} = 0, M_{Bap} = - \left( \frac{6.84 \times (4.5)^3 + 6.84 \times (4.5)^3}{8.5(4.5 + 4.5)} \right) = -16,29 \text{KNm}$$

$$M_{capp} = 0$$

**Calcul de l'effort tranchant T :**

-l'effort tranchant est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} \\ T_0 = \frac{q.l}{2} \end{array} \right.$$

- **Travée AB :**

$$\left. \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{4,5} = 19,01 \text{KN} \\ T_e = -11,70 \text{KN} \end{array} \right\}$$

- **Travée BC :**

$$\left. \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_B - M_C}{4,5} = 19,01 \text{KN} \\ T_e = -11,70 \text{KN} \end{array} \right\}$$

**Les moments en travée :  $M_t = 1/2 ( T_w^2 / q + M_w )$**

**Travées (AB) :**

$$M_t = 7,59 \text{KN.M}$$

Travées (BC) :

$$M_t = 7,59 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

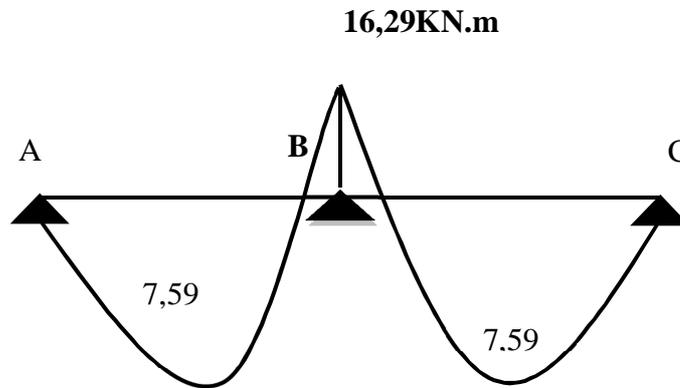


Figure III-4 Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

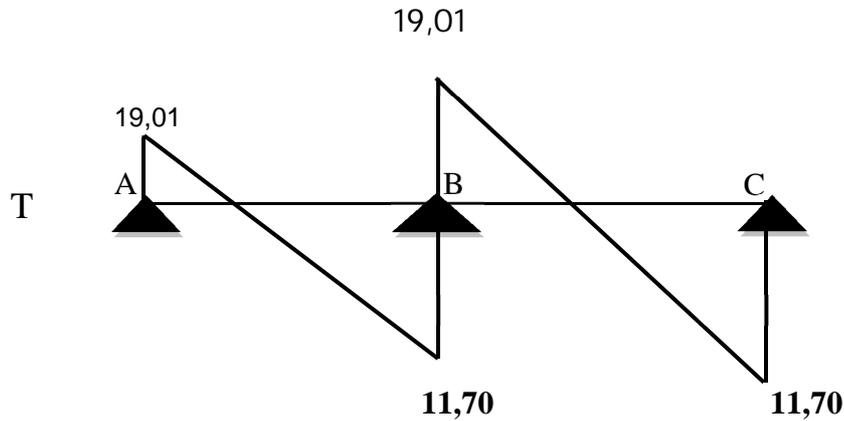


Figure III.5 Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Tableau III .2. Récapitulatif des résultats obtenus :

Les sollicitations maximales de calcul sont :

Type de poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>
01	A-B	4,5	17,31	7,03	0	13,67	18,43	12,35	12,63	5,78	0	13,69
	B-C	4,5	17,31	9,30	13,67	12,46	21,20	9,58	12,63	7,53	8,91	9,09
	C-D	3,5	10,47	2,83	12,46	8,28	17,89	6,04	7,64	6,74	8,09	6,04
02	A-B	4,5	17,31	7,59	0	16,29	19,01	11,70	12,63	4,57	0	6,60
	B-C	4,5	17,31	7,59	16,29	0	19,01	11,70	12,63	4,57	6,60	0

**III.4 -Plancher terrasse:**

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 9,30KN.m \\ M_{appui_{max}} = 16,29KN.m \\ T_{max} = 21,20 KN \end{array} \right.$$

**III.4.1.Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):**

– **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T, il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcul le moment équilibre par la table

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 4/2) \times 10^{-3} = 58,95KN.m$$

$$M_{tmax} = 5,83KN.m < 58,95KN.m$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (bxht)=(65 x24) cm<sup>2</sup> soumise à  $M_{tmax} = 9,30KN.m$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{9,30 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (216)^2 \cdot 65} = 0,022 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,022 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,938$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,30 \cdot 10^3}{0,938 \cdot 21,6348} = 1,32 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en Té):**

$$A_{min} = \frac{I}{0,81 \cdot ht \cdot V'} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{26317,87}{0,81 \cdot 24 \cdot 16,24} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{s_{cal}} = 1,32 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

Le choix: 3T8=1.51 cm<sup>2</sup>.

– **Sur appuis:**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (b<sub>0</sub>xh)=(12x24)cm<sup>2</sup>

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{16,29 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (216)^2 \cdot 12} = 0,205 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,392 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,869$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16,29 \cdot 10^3}{0,869 \cdot 21,6348} = 2,49 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot \dot{V}_{fe}} = \frac{26317,87}{0,81 \cdot 24,76} \cdot \frac{2,1}{400} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Donc:  $A_{s\text{cal}} = 2,49 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,91 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

Le choix: 2T14 = 3,08 cm<sup>2</sup>.

### III.4.2. Vérification des contraintes à L'E.L.S :

**-Plancher terrasse :**

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

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

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b y^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 4,02 \cdot (d - y) = 0$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4y - 637,2 = 0 \Rightarrow y = 3,92 \text{ cm}$$

$y = 3,92 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow$  L'axe neutre tombe dans la table de compression.

**Le moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,92)^3 + 15 \cdot 2,36 \cdot (18 - 3,92)^2 = 1398,34 \text{ cm}^4.$$

**III.4.3 .Calcul des contraintes :**

**1- Contrainte maximale dans le béton comprimé  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{7,53 \cdot 10^3}{1398,34} \cdot 3,92 = 2,10 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,00 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**2-Contrainte maximale dans l'acier tendue  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser} \cdot (d-y)}{I_G} = 15 \frac{7,53(18-3,92) \cdot 10^3}{8323,04} = 107,84 \text{Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_{el} 10 \sqrt{n \cdot f_{tj}}) \text{MPa} \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\sigma_{st} = 107,84 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**3-Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)**

L'effort tranchant maximal  $T_{max}=21,20 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{21,20 \cdot 10^3}{0,12 \cdot 0,18} = 0,98 \text{MP}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2f_{c28}; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0,98 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

**4.Les armatures transversales  $A_t$ :**

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L) \text{ en "mm"}$$

**Diamètre:**  $\Phi_t \leq \min(240/35; 120/10; 10) = 6,86 \approx 7 \text{mm.}$

on adopte:  $\Phi_t = 8 \text{mm.}$

**5.Calcul des espacements :**

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \\ St \leq \min (16,2 ; 40\text{cm}) \end{array} \right\} St \leq 16,20\text{cm}$$

**6.La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot st} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u (h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$  (fissuration préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 \text{ fe}=235 \text{ Mpa} ; \delta_s=1,15$$

$$D'o\grave{u}: \tau_u (h/2) = \frac{T_u (h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant  $T_u (h/2)$  par la m\^ethode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u (h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

– On calcul la distance "X":  $T_{max}=21,20KN$   $T_u(h/2)?$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

$$X = 4,5/2 + (13,67 - 12,46)/6,84 \cdot 4,5 = 2,28 \text{ m}$$

$$h/2 = 0,24/2 = 0,12 \text{ m}$$

$$X - (h/2) = 2,28 - 0,12 = 2,16 \text{ m}$$

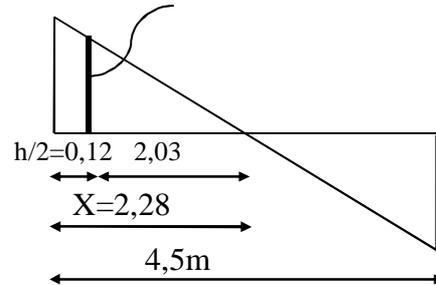
$$\text{Donc: } T_u(h/2) = 21,20 \cdot 2,16 / 2,28 = 20,08 \text{ KN}$$

$$T_u (h/2) = 20,08 \text{ KN}$$

$$D'o\grave{u}: \tau_u(h/2) = (20,08 \cdot 10^{-3}) / (0,12 \cdot 0,18) = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u (h/2) = 0,93 \text{ MPa}$$

$$(*) \Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,93 - 0,3 \cdot 1,2) \cdot 112}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 1,63 \cdot 10^3 \dots \dots \dots (1)$$



**7. Pourcentage minimal des armatures transversales :**

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left( \frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left( \frac{0,93}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left( \frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,020 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max entre (1) et (2)  $\Rightarrow \left( \frac{At}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$  , on prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \cdot 15 = 0,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_L; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$St \leq 15\text{cm}$$

$$St = 15\text{cm}$$

On adopte  $\left\{ \begin{array}{l} St = 10\text{cm} \quad \text{Zone nodale.} \\ St = 15\text{cm} \quad \text{Zone courante.} \end{array} \right.$

**8. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T_u = 21,20 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 16,29 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{16,29}{0,9 \cdot 18 \cdot 10^{-2}} = 100,56 \text{ KN} > T_u = 21,20 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinal inférieur ne sont pas soumises à un effort de traction.

**9. Compression de la bille d'about :**

La contrainte de compression dans la biellette est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T \sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

a: longueur d'appui de la biellette

$$\text{On doit avoir} \quad \bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$$

Mais pour tenir compte du faite que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de  $45^\circ$  donc on doit vérifiée que :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &\leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \\ \frac{2T}{a \cdot b_0} &\leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}} \\ \Rightarrow a &\geq \frac{2 \cdot 17,69 \cdot 15}{0,8 \cdot 12 \cdot 2510} = 0,0221 \text{ m} = 2,21 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a = \min (a' ; 0,9 d)$$

$$a = \min (31\text{cm}; 16,2\text{cm}) = 16,2 \text{ cm} > 2,21 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**10. Entraînement des armatures :**

**Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = T / 0,9 d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{u_{\text{ser}}} = 21,20 \times 10^3 / 0,9 \times 18 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 1,39 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{\text{ser}}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 1,39 \text{ Mpa} \leq \tau_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Ancrage des armatures tendues :**

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit  $L_s = \phi f_e / 4\tau_s$ .

$$L_s = 1.400 / 4 \cdot 2,835 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre  $b = 35 \text{ cm}$

Nous somme obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

**11. Vérification de la flèche :**

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{500} = 0,048 > 0,0444 \right) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \left( \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left( \frac{24}{500} = 0,048 > \frac{7,53}{15 \cdot 12,63} = 0,040 \right) \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \left( \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \right) \Rightarrow \left( \frac{4,02}{12,18} = 0,0186 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \right) \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La 3<sup>ème</sup> condition ne sont pas vérifiées; on procédera donc au calcul de la flèche.

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{fi}} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}}$$

$F_i$ : flèche due aux charges de faible durée d'application.

$F_v$ : flèche due aux charges de longue durée d'application

Avec:  $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$

$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} \quad I_0 : \text{moment d'inertie de la section totale rendue homogène/à}$$

l'axe passant par son C.D.G

$I_{fi}$  : moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

$I_{fv}$  : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

**a- Détermination du centre de gravité :**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 24 - 4) + [(24 - 4) \cdot 12 \cdot (24 - 4)/2] + 15 \cdot 4 \cdot 02 \cdot 2}{(65 \cdot 4) + (24 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 3,04}$$

$$y_G = 14,71 \text{ cm}$$

**b- Détermination du moment d'inertie:**

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65 \cdot (14,71)^3}{3} - \frac{(65 - 12) \cdot (14,71 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 14,71)^3}{3} + 15 \cdot 4 \cdot 02 \cdot (18 - 14,71)^2$$

$$I_g = 46017,22 \text{ cm}^4$$

**c- Charges prises en comptes :**

1-charge avant mise de revêtement :  $j = 2,8 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}$ .

2-charge après mise de revêtement :  $G = 6,68 \times 0,65 = 4,34 \text{ KN/m}$

3-charge total à l'E.L.S :  $P = (G+Q) : P = (6,68+1,00) \times 0,65 = 4,99 \text{ KN/m}$

**d- Calcul des moments correspondants :**

$$M_j = 0,85 \cdot j \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 1,82 \cdot (5)^2/8 = 4,83 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \cdot G \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 4,34 \cdot (5)^2/8 = 11,53 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \cdot P \cdot L^2/8 = 0,85 \cdot 4,99 \cdot (5)^2/8 = 13,25 \text{ KN.m}$$

**e- calcul des contraintes:**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{4,83 \times 10^3}{4,02 \times 0,9 \times 18} = 74,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{11,53 \times 10^3}{4,02 \times 0,9 \times 18} = 177,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A_s \cdot Z} = \frac{13,25 \times 10^3}{4,02 \times 0,9 \times 18} = 203,46 \text{ MPa}$$

**f- Calcul des coefficients:**

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4,02}{12 \times 18} = 0,019$$

$$f; \lambda_i; \lambda_v \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3b_0/b)f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 12/65) \times 0,019} = 3,77$$

$$\lambda_v = (2/5) \lambda_i = (2/5) \times 3,77 = 1,51$$

**g- Calcul des coefficients ( $\mu_i$ ) :**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot f \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$*\mu_j = 1 - [(1,75 \times 2,1) / (4 \times 0,019 \times 74,17) + 2,1] = 0,53$$

$$*\mu_G = 1 - [(1,75 \times 2,1) / (4 \times 0,019 \times 177,05) + 2,1] = 0,76$$

$$*\mu_p = 1 - [(1,75 \times 2,1) / (4 \times 0,019 \times 203,46) + 2,1] = 0,79$$

*h- Calcul des moments d'inertie après fissuration :*

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)} : I_0 = I_G = 46017,22 \text{ cm}^4.$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times 46017,22}{(1 + 3,77 \times 0,53)} = 16883,67 \text{ m}^4.$$

$$I_{FG} = \frac{1,1 \times 46017,22}{(1 + 3,77 \times 0,76)} = 13096,07 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 46017,22}{(1 + 3,77 \times 0,79)} = 12723,76 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 \times 46017,22}{(1 + 1,5 \times 0,76)} = 23653,71 \text{ cm}^4.$$

*i- Calcul des valeurs de la flèche correspondantes:*

$$F_i = \frac{M_i L^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{4,83 \times (5)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 16883,67)} = 0,22 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = \frac{11,53 \times (5)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 13096,07)} = 0,68 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = \frac{13,25 \times (5)^2 \times 10^7}{(10 \times 32164,2 \times 12723,76)} = 0,81 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = \frac{11,53 \times (5)^2 \times 10^7}{(10 \times 10818,86 \times 23653,7)} = 1,13 \text{ cm.}$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}.$$

$$F_{total} = 1,13 - 0,22 + 0,81 - 0,68 = 1,04 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 1,04 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = L/500 = 500/500 = 1 \text{ cm.}$$

$$F_{adm} = 1 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 1,04 \text{ cm} < F_{adm} = 1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**III.4.4. Calcul le ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

33cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

- Pour les armatures verticales aux nervures :

$$A_{\perp} > 4xL / Fe \text{ avec } L=65 \text{ cm} ; Fe =500 \text{ Mpa} .$$

$$A_{\perp} > 4x65/500 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{mL} .$$

- Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = A/2 = 0,26 \text{ cm}^2/\text{mL} .$$

Choix: on adoptera un TSΦ5 de maille (150x150) mm<sup>2</sup>

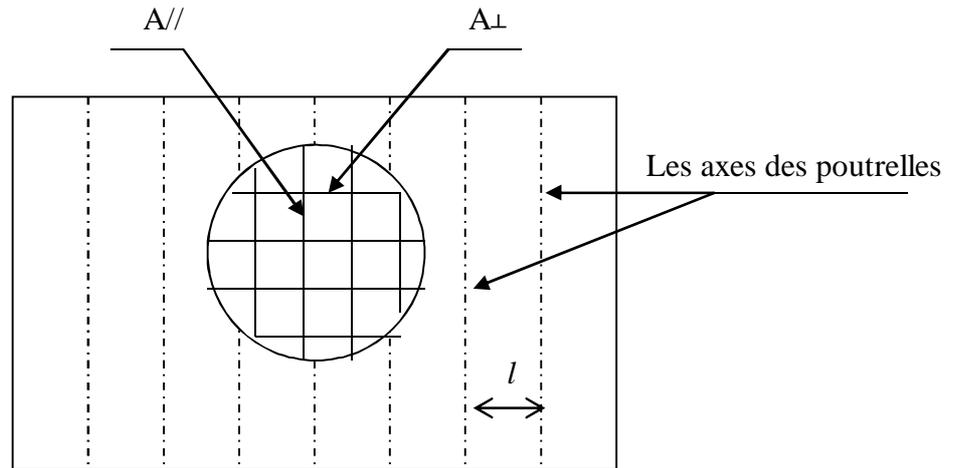


Figure III.6- Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Pour le ferrailage de la dalle de compression On prend un quadrillage de triels soudé avec un espacement de 15 cm

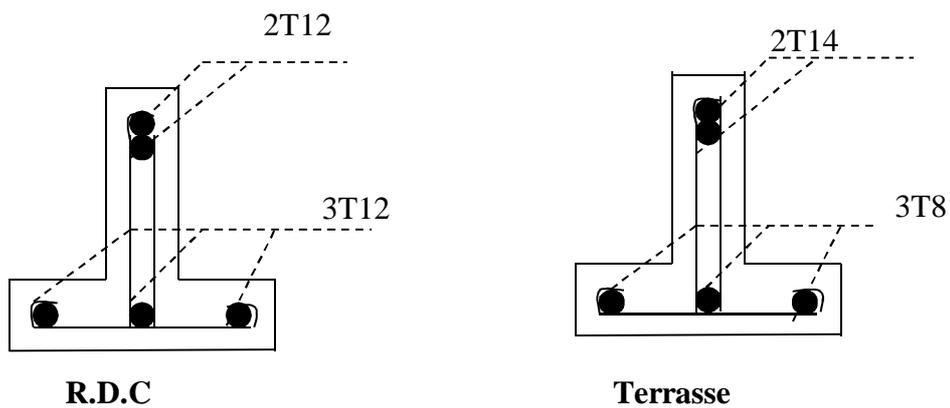


Figure III.7– Dessin de ferrailage des poutrelles

## Chapitre – IV –

### *Calcul des éléments non structuraux*

---

**IV.1 Escaliers:**

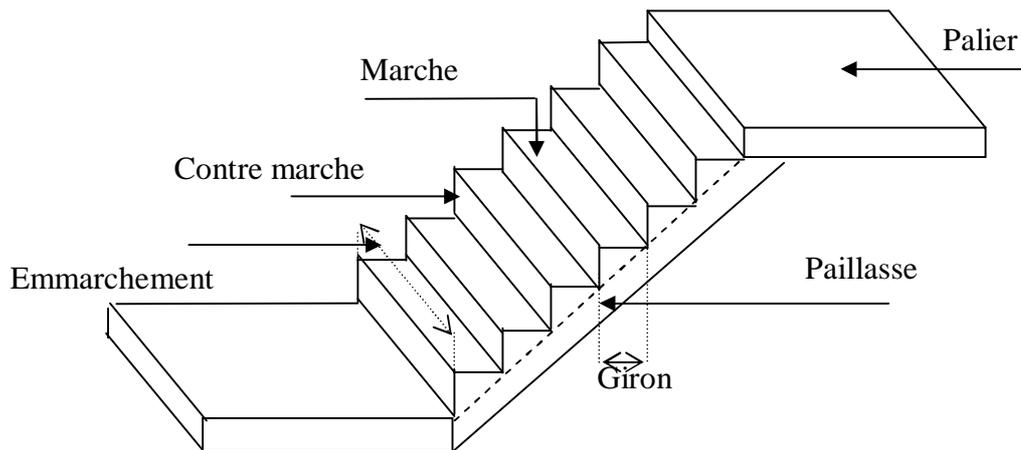
**IV .1.1 Introduction:**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

**IV .1.2 Terminologie :**

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

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



**Figure. IV .1.** Schéma d'un escalier

L'escalier est calculé à la flexion simple, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries.

**IV .1.3 Dimensions des escaliers:**

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

Avec :  $59 \leq 2h + g \leq 66cm \dots\dots\dots(1)$

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

On prend  $2h+g=64$  cm

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ( $H=n.h=h_c/2$ )

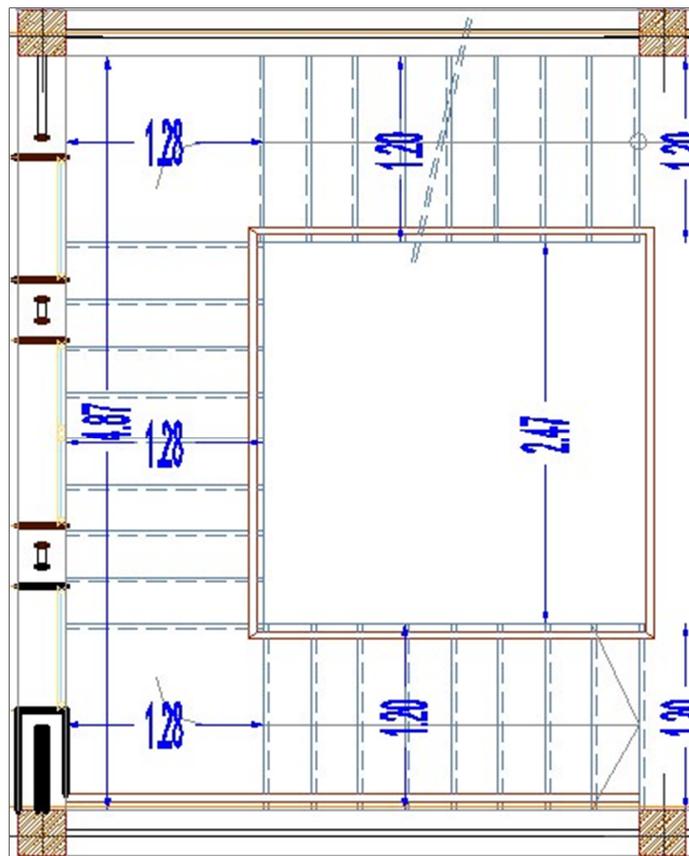
n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée :  $L = (n-1)g$

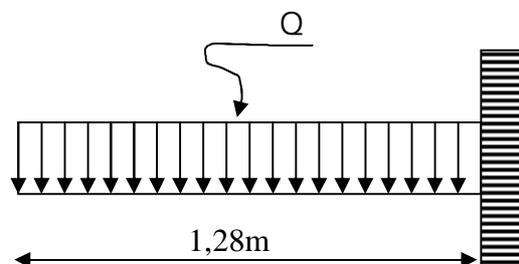
– Notre bâtiment compte trois types d'escaliers :

1. Escaliers droit à 3 volées avec deux paliers.

**IV .1.4 Etude d'un escalier droit à trois volées :**



**Figure IV.2.** Schéma d'un escalier



**Figure. IV. 3.** Schéma statique

**IV .1.5 Dimensionnement des marches et contre marches :**

$$\begin{cases} H = n \times h \Rightarrow h = H/n \\ L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L/(n-1) \end{cases}$$

D'après BLONDEL on a :  $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$

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

Avec :  $m=64 \text{ cm}$  et  $H=459/3=153 \text{ cm}$  et  $L=240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient :  $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est :  $n=9$ (nombre de contre marche)

Donc :  $n-1=8$ (nombre de marche)

Puis :  $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$  ; donc on prend :  $h = 17 \text{ cm}$

$g + 2h = 64$  donc :  $g = 30 \text{ cm}$

D'après la formule de BLONDEL on a :  $59 \leq 2h + g \leq 66$   
 $2 \times 17 + 30 = 64$  et  $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$

L'inégalité vérifiée, on a 9 marches avec  $g=30 \text{ cm}$  et  $h=17 \text{ cm}$ .

$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$

-Epaisseur de la paillasse ( $e_v$ ):

Les marches sont les éléments porteurs pour ce calcul, on assimile la marche à une section rectangulaire de largeur « g » et de hauteur équivalente h'

Donc la paillasse est mince  $e_v = 5 \text{ cm}$

$$h'_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e_v}{\cos \alpha}$$

$$h'_{eq} = \frac{17}{2} + \frac{5}{0,87} = 14,25 \text{ cm}$$

$$h'_{eq} = 14,25 \text{ cm}$$

-Epaisseur de palier ( $e_p$ ):

On prend :  $e_p = 15 \text{ cm}$ .

-Evaluation des charges et des surcharges :

**Tableau IV.1 Descente des charges (paillasse) :**

N=0	Désignation	E <sub>p</sub> (m)	Densité kN/m <sup>3</sup>	poids kN
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical R <sub>h</sub> x22x h/g	0,02	22,00	0,21
5	Mortier de ciment vertical e <sub>p</sub> x20x h/g	0,02	20,00	0,19
6	e <sub>v</sub> × 25/cosα Poids propre de la paillasse	0,05	25,00	1,44
7	$\frac{h}{2} \times 25$ Poids propre des marches	/	25,00	1,78
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre 2x0,1/0,87	0,02	10,00	0,23

Charge permanente : G<sub>1</sub>=7,45 KN/m<sup>2</sup>

G<sub>1</sub>=5,45x0,3=1,635 KN/ml/marche

-charge d'exploitation :

poids de deux personnes sur la marche :

Surcharge : Q<sub>1</sub>=4kN/ml/marche

q<sub>U1</sub>= (1,35G+1,5Q).1 m=16,06kN/ml

q<sub>ser1</sub>= (G+Q).1 m=11,45kN/ml

**Tableau IV.2 Descente des charges (palier) :**

N=0	Désignation	e <sub>p</sub> (m)	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids( KN/m <sup>2</sup> )
1	Poids propre du palier e <sub>p</sub> x25	0,15	25,00	3,75
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18,00	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20

- Charge permanente :  $G_2=5,33\text{kN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation :  $Q_2=4\text{kN/m}^2$

$$q_{U2} = (1,35G+1,5Q).1\text{m} = 13,20\text{kN/ml}$$

$$q_{ser2} = (G+Q).1\text{m} = 9,33\text{kN/ml}$$

Les marches :

Calcul des sollicitations :

$$\sum F_Y = 0 \Rightarrow R_B = 16,06 \times 1,27 / 2 = 10,20\text{kN / marche},$$

$\Rightarrow$

$$M_B = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{16,06 \times (1,27)^2}{2} = -12,95\text{kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 3,24\text{kN.m} \\ T_{\max} = 10,20\text{kN} \end{array} \right.$$

**IV .1.6 calcul du ferrailage :**

$$d = 0,9h = 0,9.14,25 = 12,83\text{ cm}$$

**Tableau IV.3** Ferrailage du paillasse

M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A'	$A_{cal}$ cm <sup>2</sup> /marche)	Amin (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal} > A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
12,95	0,06	0,969	0	2,99	0,46	2,99 > 0,46	2T14 $A_s = 3,08$ st=25 cm

**Vérifications:**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 12,83 \times 2,1 / 400 = 0,46\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 0,93\text{ cm}^2 > A_{min} = 0,46\text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

**Vérification de la contrainte de compression du béton:**

$$M_{t.ser} = 20,52\text{kN.m}$$

**Position de l'axe neutre:**

$$A_s = 1,57\text{ cm}^2 ; d = 12,83\text{ cm}$$

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s \times (d - y) = 0$$

$$y = 3,77\text{ cm}$$

**Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 2466,76\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2,83 \times 10^3}{2466,76} \times 3,77 = 4,33\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,33\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T = 10,20\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{10,20 \times 10}{30 \times 12,83} = 0,27\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,27\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

**IV .1.6. Vérification de la flèche :**

Pour les éléments supportés en console :  $f = \frac{q.L^4}{8.E.I}$

$$f = \frac{16,06 \times (1,27)^4}{8 \times 32164,2 \times 10^{-7} \times 2466,76} = 0,66\text{cm}$$

$$\bar{f}_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{127}{500} = 0,254\text{cm}$$

$$d'ou f = 0,66\text{cm} < \bar{f}_{adm} = 0,254\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Palier :

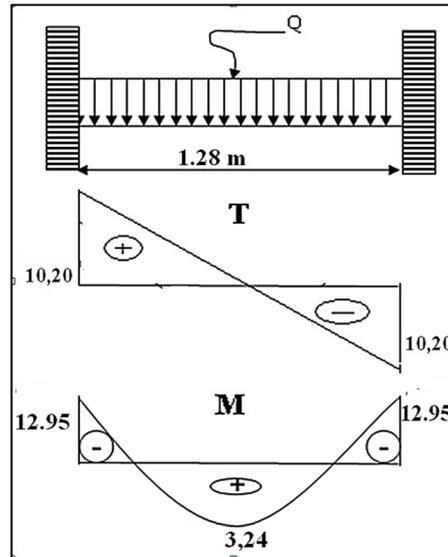


Figure. IV. 4. Schéma statique

Calcul des sollicitations :

$$\sum F_Y = 0 \Rightarrow R_B = \frac{13,20 \cdot 2,40}{2} = 15,84 \text{ kN}$$

$\Rightarrow$

$$M_B = -\frac{q_u \times l^2}{12} = -\frac{13,20 \times (2,4)^2}{12} = -6,34 \text{ kN.m}$$

$$M_t = q_u \times l^2 / 24 = 3,17 \text{ kN.m}$$

$$\text{E.LU : } \begin{cases} M_{t \text{ max}} = 3,17 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ max}} = 6,34 \text{ kN.m} \\ T_{\text{max}} = 15,84 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{E.LS : } \begin{cases} M_{t \text{ max}} = 2,24 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ max}} = 4,48 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**Ferraillage:**

**Tableau IV.4 .Ferraillage du palier**

Caractéristique	h <sub>t</sub> =15 cm h <sub>a</sub> =15 cm	b=100 cm	F <sub>e</sub> =400	σ <sub>s</sub> =348MPa	Dtravée=0,9.h=13,5 cm Dappui=0,9.h=13,5cm		
/	M (KN.m)	μ	β	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>ad</sub> (cm)	A <sub>r</sub> =A <sub>ad</sub> /4	A <sub>r</sub> adoptée
Travée	3,17	0,012	0,994	0,68	4T10/ml =3,14 cm <sup>2</sup> St=25 cm	0,785	3T10/ml =2,35 cm <sup>2</sup> St=33 cm
Appuis	6,34	0,03	0,985	1,37	4T12/ml =4,52 cm <sup>2</sup> St=25 cm	1,13	3T10/ml =2,35 cm <sup>2</sup> St=33 cm

**Vérifications:**

**Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 2,30 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

**IV .1.7 Vérification des contraintes à L.E.L.S :**

$$M_{ser} == 2,24 \text{ kN.m}$$

**Position de l'axe neutre :**

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 ; d=13,5 \text{ cm} ; A_s=4,52$$

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s \times (d - y) = 0$$

$$y = 3,65 \text{ cm}$$

**Détermination du moment d'inertie:**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 8199,03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,36 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 2,38 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$T = 15,84\text{kN}$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{15,84 \times 10}{100 \times 13,5 \times 10^2} = 0,0011\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}\text{MPa}; 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$\tau = 0,0011\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

**Vérification de la flèche :**

Pour les éléments supportés en console :  $f = \frac{q.L^4}{8.E.I}$

$$f = \frac{13,20 \times (2,4)^4}{384 \times 32164,2 \times 10^{-7} \times 8199,03} = 0,043\text{cm}$$

$$\bar{f}_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{290}{500} = 0,58\text{cm}$$

d'ou  $f = 0,043\text{cm} < \bar{f}_{adm} = 0,37\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**Étude de la poutre palière :**

**1. Dimensionnement :**

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{367}{15} \leq h \leq \frac{367}{10} \text{ on prend } h_t = 30\text{cm} \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ on prend } b = 25\text{cm} \end{array} \right.$$

**2. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Suivant R.P.A :  $\min (h, b) > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.}$

**3. Charge supportée par la poutre :**

Poids propre de la poutre palier :  $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1.87 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre :  $R_{BU} = 15.84\text{KN/m.}$

$RBS = 10.20 \text{ KN/m.}$

$Q = 4\text{KN/m}$

On a:  $q_u = 1,35 \times 1.87 + 1,5 \times 4 + 15.84 = 24.36 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 1.87 + 4 + 10.20 = 16.07\text{KN/m}$

**4. Calcul des sollicitations****a. E.L.U**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 39.46 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot M_0 = 31.56 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_0 = 11.83 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = q_l / 2 = (24.36 \times 3.6) / 2 = 43.84 \text{ KN}$$

**b.2 E.L.S**

$$M_0 = \frac{q_{us} \cdot l^2}{8} = 26.03 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 \cdot M_0 = 20.82 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_0 = 7.89 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = q_{us} l / 2 = (16.07 \times 3.6) / 2 = 28.92 \text{ KN}$$

**IV.1.2.7. Calcul du ferrailage :****a. E.L.U :****a.1 En travée**

$$\mu = \frac{31.56 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,03 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31560}{0,985 \times 27 \times 348} = 3.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 3.41 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12

**a.2 En appui :**

$$\mu = \frac{11,83 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,994$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11830}{0,994 \times 27 \times 348} = 1,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,94 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10

**b. E.L.S :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \text{ Si } \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

**b.1 En travée :**

$$\gamma = 1,39$$

$$\alpha = 0,038 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b.2 En appui :**

$$\alpha = 0,015 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

**– Vérification l'effort tranchant:**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 43,84 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = 0,064 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,064 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

– Armatures transversales :

$$\phi = \min \begin{cases} h/35 = 8.57 \text{ mm} \\ b/10 = 25 \text{ mm} \\ \phi_\ell = 14 \text{ mm} \end{cases}$$

Soit  $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix : 2T8  $\rightarrow 1,00 \text{ m}^2$

– Calcul de l'espacement :

$$\delta_t \leq \min \begin{cases} \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = 24,3 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot 0,4} = 16,78 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot 0,3f_e}{b_o \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = 23,88 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit  $\delta_t = 15 \text{ cm}$ .

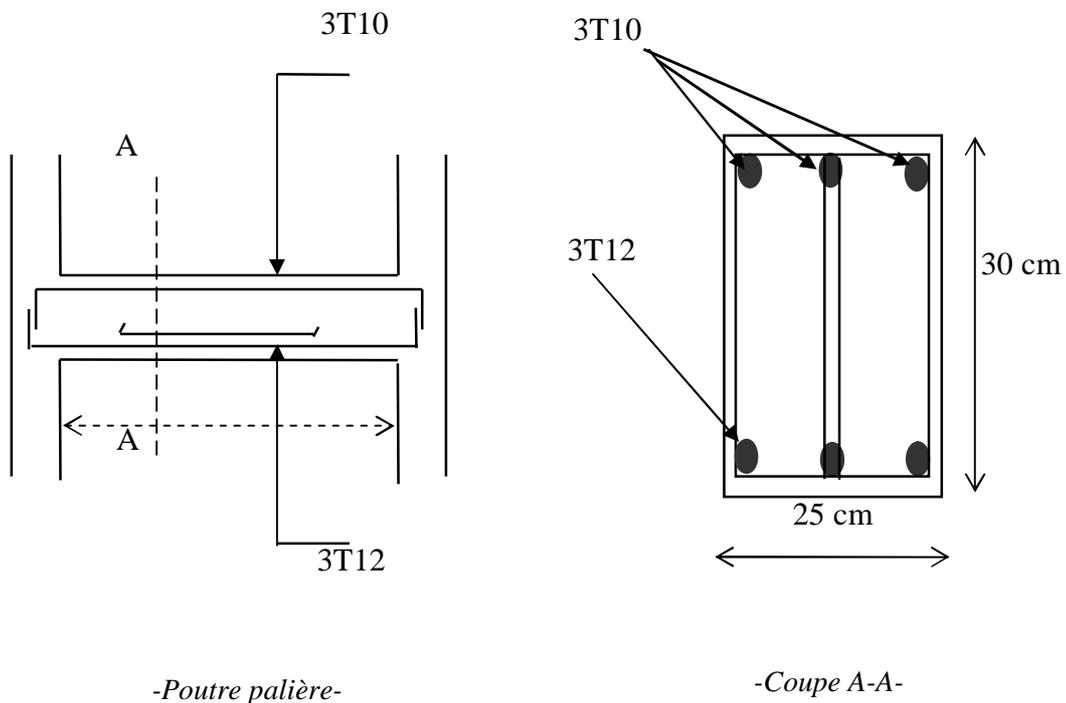
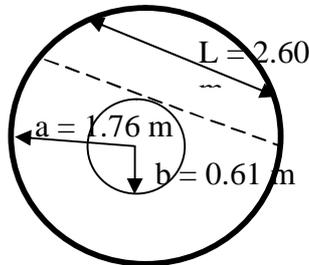


Figure IV.6. Coupe de poutre palière

**Type 2: escalier à paillasse hélicoïdale :**

Dans ce type d'escaliers qui se trouve au niveau du minaret, la paillasse hélicoïdale prend appui sur le contour circulaire (voile du minaret). Le calcul courant consiste à admettre de paillasse croisée de Portées égales à L.



$$\left(\frac{L}{2}\right)^2 = a^2 - \frac{(a-b)^2}{4} = \frac{(a-b)(3a+b)}{4} \Rightarrow L = \sqrt{(a-b)(3a+b)} = \sqrt{(1.76-0.61)(3 \times 1.76 + 0.61)}$$

= 2.1

**L = 2.60 m**

**Pré dimensionnement :**

a = 1.76 m ; b = 0.61 m, et En prend : e = 12 cm.

**Evaluation des charges :**

Elément	Epaisseur cm	Poids v /m <sup>3</sup>	G KN/m <sup>2</sup>	Q /m <sup>2</sup>
p.p paillasse	12	25	3	
p.p des marches	1×17 / 2	22	1.87	
Carrelage	2	22	0.44	
Mortier de pose	2	20	0.4	
Enduit	2	14	0.28	
Card corps			0.2	
		<b>Totale</b>	<b>6.19</b>	<b>1.5</b>

**Combinaison des charges :**

à l'ELU :

$P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.19 + 1.5 \times 1.5 = 10.60 \text{ KN/ml}$

à l'ELS :

$P_s = G + Q = 6.19 + 1.5 = 7.69 \text{ KN/ml}$

**Calcul des moments fléchissant :**

**ELU :**

$$M_{0u} = P_u L^2 / 8 = \frac{10.60 \times 2.60^2}{8} = 8.96 \text{KNm}$$

$$M_u^t = 0.85 M_{0u} = 0.8 \times 8.96 = 7.17 \text{KNm}$$

$$M_u^a = 0.5 M_{0u} = 0.5 \times 8.96 = 4.48 \text{KNm}$$

**ELS:**

$$M_{0s} = P_s L^2 / 8 = \frac{7.69 \times 2.60^2}{8} = 6.50 \text{KNm}$$

$$M_s^t = 0.85 M_{0s} = 0.8 \times 6.50 = 5.2 \text{KNm}$$

$$M_s^a = 0.5 M_{0s} = 0.5 \times 6.50 = 3.25 \text{KNm}$$

**Ferrailage à l'ELU:**

	<b>M (KNm)</b>	<b>B (m)</b>	<b>d ( m )</b>	$\mu_{bu}$	$\mu_{lu}$	<b>Z<sub>b</sub> ( m )</b>	<b>A<sub>s</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>a</sub> ( cm<sup>2</sup> )</b>	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>r</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Travée</b>	7.17	1	0.108	0.028	0.291	0.106	1.26	5T10 3.93	1.3	3.14
<b>appuis</b>	4.48	1	0.108	0.018	0.291	0.107	0.78	5T10 3.93	1.3	3.14

**Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min ( 3h ; 33 \text{ cm } ) = \min ( 36 ; 33 ) \text{ cm}$$

$$S_t = ( 100 / 5 ) = 20 \text{ cm } \dots\dots\dots \text{en travée}$$

$$S_t = ( 100 / 5 ) = 20 \text{ cm } \dots\dots\dots \text{ sur appuis .}$$

**Les armatures de répartitions :**

$$A_r = ( A / 4 ) = ( 3.93 / 4 ) = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{En adopte : } 4\Phi 10 \Rightarrow A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{v_u}{bd} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{Mpa} \\ 5 \text{Mpa} \end{array} \right.$$

$$v_u = \frac{p \times l_x}{2} = \frac{10.60 \times 2.6}{2} = 13.78 \text{KN /ml}$$

$$\tau_u = \frac{11.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108} = 0.103 \text{Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{Mpa} \dots\dots\dots \text{CV .}$$

**Vérification des contraintes à l'ELS :**

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

$$\frac{by^2}{2} + 15A \times y - 15A \times d = 0$$

$$50y^2 + 58.95y - 636.66 = 0.$$

$$\sqrt{\Delta} = 361.67 \quad ; \quad y = 3.03cm$$

**b- Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{100}{3}(3.03)^3 + 15 \times 3.93(10.8 - 3.03)^2 = 4486.25cm^4$$

$$I = 4486.25 \text{ cm}^4 = 4486.25 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

**c- Pour le béton :**

$$K = 2,5 \cdot 100 / 4486,25 = 0,0557$$

$$\sigma_b = K \times y = 3.03 \times 7.55 \times 10^{-2} \times 10 = 2.29Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 2.29Mpa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**d- Pour l'acier :**

$$\sigma_s = nK(d - y) = 15 \times 7.55(10.8 - 3.03)10^{-2} \times 10 = 87.99Mpa$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 240 ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right] = 240Mpa$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = 87.99 < \bar{\sigma}_s = 240Mpa \dots\dots\dots \text{CV.}$$

**IV .2. Etude de L'acrotère :**

**IV.2-1. La Définition :**

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale et
- La sécurité des gens, personnes.

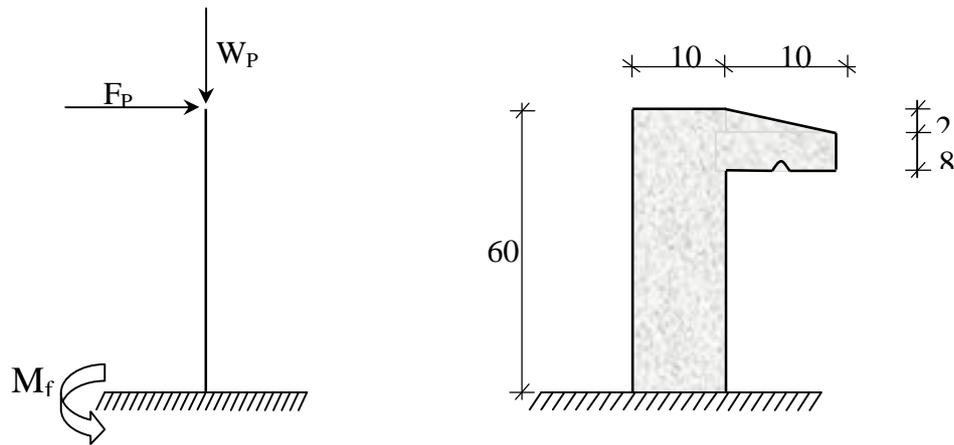


Fig.IV.2.1 :Dimension de l'acrotère

#### IV -2-3-Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher terrasse. Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre ( $W_p$ ) et un moment dû à une force horizontale ( $F_p$ ) donnée par le R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

#### IV -2-4.- Etude de l'acrotère :

*L'acrotère est un élément qui coiffe le bâtiment à sa partie supérieure.*

G: poids propre =1,7125kN/ml

Q : surcharge d'exploitation=1 kN/ml

$$S = \frac{0.03 \times (0.2 + 0.1)}{2} + (0.1 \times 0.5) + (0.07 \times 0.2)$$

$$S = 0.0685m^2$$

Géométrie	
La hauteur $h$	60cm
L'épaisseur $h_0$	10cm
L'enrobage $c$	2cm
La surface $S$	0.0685m <sup>2</sup>
L'enrobage $C = C'$	2cm

Matériaux	
Béton de résistance $f_{c28}$	25Mpa
Acier de limite élastique $f_e$	400Mpa

**Sollicitations:**

**ELU :**  $N_u = 1,35N_G = 1,35 \times 1,7125 = 2.312 \text{ KN/ml}$

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

**ELS :**  $N_{ser} = N_G = 1,7125 \text{ KN/ml}$

$M_{ser} = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

Le ferrailage est calculé en flexion composée, en prenant en compte une fissuration préjudiciable.

**Excentricité :**  $e_{0u} = M_u / N_u = 0,9 / 2,312 = 0,39 \text{ m}$

$e_{0ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0,6 / 1,7125 = 0,35 \text{ m}$

$e_p$  : Epaisseur de l'acrotère  $\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$

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

Le calcul se fait en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant fictif, calculé par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_u = N_u \left[ e + \frac{h}{2} - C \right] = 2.312 \left[ 0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,037h - (0,81c'))\sigma_{bc} \times b \times h$$

$B \leq A$

$$\sigma_{bc} = \frac{(0,85 \times f_{c28})}{\gamma_b} = \frac{(0,85 \times 25)}{1,5} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$B = (d - c')N_u - M_u = ((0,09 - 0,02) \times 2.312) - 0,97 = -0,808 \text{ kN.m}$$

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

$$A = ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24.7905 \text{ kN.m}$$

$$B = -0,808 \text{ kN.m} < A = 24.7905 \text{ kN.m} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Donc la section est partiellement comprimée P.C et le calcul se fait pour une section rectangulaire (b X h) = (100 x 10) cm<sup>2</sup>.

**IV -2-5. Calcul du ferrailage à (E.LU.) :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{1,00 \times 9^2 \times 14,17} = 0,00845$$

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

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l))$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668$$

$$\text{Avec: } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74\text{‰}$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,086 \rightarrow \text{pivot A} \quad A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,086}}{0,8} = 0,113$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,07(1 - 0,4 \times 0,113) = 0,069 \text{ m}$$

**b. Calcul d'armatures :**

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

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

$$A_{fs} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,97 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,311 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,24 \text{ cm}^2$$

**c. Condition de non fragilité**

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{ij28} = 0,6 + 0,06 \times 2 = 2,1 \text{ MPA}$$

$$A_{s \text{ min}} = (d \times b \times f_{t28} / f_e) \times (e - 0,45d / e - 0,185d) \times 0,23 = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{su}, A_{sl}, A_{s \text{ min}}) = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: **4T6**,  $A = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,  $st=27 \text{ cm}$

**d. Vérification au cisaillement :**

$$\text{fissuration préjudiciable : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\}$$

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

$$V_u = 1,50 \times Q = 1,50 \text{ t/ml}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{1.5}{1 \times 0,08} = 18.75 \frac{KN}{m^2}$$

$$\Rightarrow 0.01875 MPa$$

$$\tau_u = 0.01875 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,50 MPa$$

Condition vérifiée; les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

#### IV -2-6. Vérification des contraintes (E.L.S.)

##### e. Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left( e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,725 \times \left( 0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,6555 \text{ kN.m}$$

##### f. Position de l'axe neutre y:y est la racine de l'équation:

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 \times A_s (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 16.95y - 135.6 = 0 \rightarrow y = 1,486 \text{ cm}$$

##### g. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 1.486^3}{3} + (15 \times 1.13) \times (8 - 1.486)^2$$

$$= 828.605 \text{ cm}^4$$

##### h. Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\sigma_{bc}$ :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{655.5}{828.605} \times 1,486 = 1.176 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 1.176 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### i. Détermination des contraintes dans l'acier tendu $\sigma_{st}$ :

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

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration pour HA  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$  ;  $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(267 \text{ MPa} ; 202 \text{ MPa}) = 202 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{655.5}{828.605} \times (8 - 1,176) = 43,69 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 77.30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ M Pa} \text{ Condition vérifiée}$$

#### IV.2.6. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le **RPA 99/2003**, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone  $A = 0,3$

$C_p$  : Facteur de force horizontale  $C_p = 0,80$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère  $W_p = 1,7125\text{kN/m}$

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

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,3 \times 1,7125 = 0,63\text{ kN} < 1,5Q = 1,5\text{ kN}$  Condition vérifiée

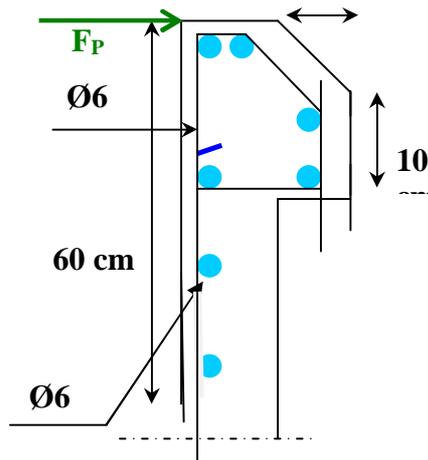


Figure IV.7. Disposition des armatures dans l'acrotère

Chapitre – V –

---

*Etude sismique*

---

### V.1. Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces dernières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort sismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)]

### V.2. Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.

#### V.2.1 Méthode statique équivalente :

##### ■ Principe de la méthode : [RPA99 (version 2003) /4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

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

**Condition d'application : [RPA 99 (version 2003) /4.1.2]**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

– Régularité en plan : **[RPA99 (version 2003) /3.5.1. a]**

1. Le bâtiment doit être présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

– Régularité en élévation : **[RPA99 (version 2003) /3.5.1.b]**

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupe.

Zone II a : Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

Groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 Niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, car on a une structure irrégulière en plan, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « SAP2000 ».**

### V .2.3 Méthode dynamique :

#### a) Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés 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.

#### b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

#### Présentation du logiciel :

##### SAP 2000

Le programme SAP2000 est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures. Par la méthode des éléments finis, il offre les performances de technologie d'aujourd'hui, capacité de calcul et vitesse d'exécution.

Pour l'utilisation de ce programme on doit suivre les démarches suivantes :

Il y a lieu de choisir une unité avant d'entamer une session SAP2000, adoptant (t.m)

##### Menu file /new model:

##### Coordinate system définition:

**System name :** Nom de système par défaut globale

**Number of grid spaces:** Il permet de spécifier les nombres d'espace –grille suivant les directions des axes globaux.

**Grid spacing :** espacement des grilles suivant les axes globaux

**Draw /edit grid :** sélectionner « x » puis « x location » insérer les distances cumulées en commençant par « 0 »

0 → add grid line .....xn et la même chose avec y et z

##### Define/ matériel :

**Définir materials:** Permet de définir le matériau utilisé

- CONC (béton)
- STEEL (acier)
- OTHER (autre)

**Modify /show matériel :** Pour saisir les différentes propriétés du béton

- Masse par unité du volume
- Poids par unité de volume
- Module d'élasticité longitudinal
- Coefficient de poisson
- Coefficient de dilatation thermique (pour un calcul à la température).
- Module de cisaillement

**Define/frame section :** Pour saisir des inerties des éléments de coffrage (poteaux, poutres...)

**Modify/show section :** Pour définir une nouvelle section (rectangulaire, circulaire ....)

- Matériel : exp. « CONC »
- Dimension : - depth (t3) : la hauteur de la section
- Width (t2) : largeur de la section
- Renforcement : élément class : permet de définir le type d'élément (poteau : column, poutre : beam)

Configuration of renforcement : Permet de configurer la disposition des armatures (circulaire ou rectangulaire)

- Rectangulaire renforcement : permet de paramétrer disposition des aciers (enrobage nombre des barres dans le sens 2 ; 3....)

**Define/static load case :** pour définir les cas des charge statique (G, P.....)

G : charge permanente ou morte → DEAD

P : surcharge d'exploitation ou vivante → LIVE

**Assign /joint /restreint :** pour définir le nombre de degré de liberté de nœud maître (translation suivant X, Y et en rotation suivant Z

**Assign /joint /contraint :** pour l'affectation d'un diaphragme rigide

**Assign/frame statique load /point and uniform:**

Permet d'appliquer les charges réparties ou concentré sur élément frame sélectionné

**Define /load combinaison :** permet de définir les différentes combinaisons et les coefficients

De pondération pour chaque une des combinaisons des charges

**Define réponse Spectrum fonction :** Pour introduire les réponses spectrales de la courbe sismique

Cliquer sur Add fonction from. File puis sur open file, aller au répertoire où se trouve le fichier de spectre.

Spécifier le nombre de points par ligne (normalement c'est 1) et sélectionner "period and accélération valeur"

Cliquer sur Add new spectre

- Le nom du cas de spectre EX et EY
- Angle d'excitation
- Modale combinaison CQC
- Dumping (amortissement)
- Direction des réponses du spectre (direction U1)

**Définition du centre de masse:**

- Cliquer sur draw spécial joint
- Cliquer sur un point approximatif
- Cliquer sur le nœud et corriger les coordonnées; je fais la même chose pour tous les niveaux

**Définition des masses est moments d'inertie massique:**

Sélectionner les nœuds aller au commande "assign; joint, puis masses, donner la masse suivant les directions 1 et 2 et le moment d'inertie massique (rotation suivant 3).

**Chargement de la structure:**

Sélectionner la poutre à charger; cliquer sur assign frame static loads et spécifier le nom du cas de chargement, type repartie ou concentré, et direction de la charge.

**Analyse /set options :** pour spécifier le nombre de valeurs propre à calculer

**Analyse/ Run :** (après vérification des différentes données définissant notre modèle).

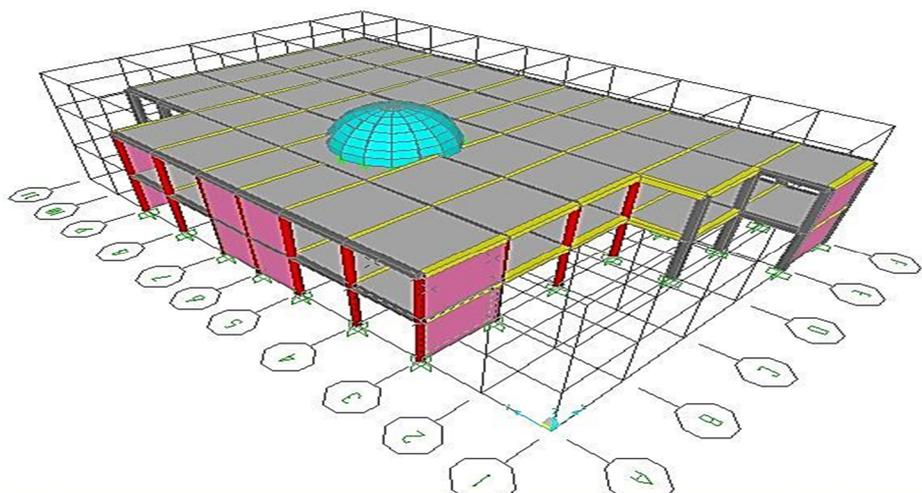


Figure V.1 Vue de la structure en 3D

**Détermination du spectre de réponse :**

Zone	:III
Usage	:1B
Assise	:S <sub>3</sub>
Coefficient de qualité	:1.200
Coefficient de comportement	:5.00
Amortissement	: 6.00 %

**V.3. Interprétation des résultats :**

**V.3.1 Vérification la résultante des forces sismiques :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$ .

**a. Calcul la force statique équivalente :**

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone ;

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

**Q** : Facteur de qualité ;

**R** : Coefficient de comportement et

**W** : Poids total de la structure

**b. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

**η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où :  $\xi$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

Portique en béton armé, remplissage léger  $\Rightarrow \xi = 6\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.935 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble ( $S_3$ )  $\Rightarrow T_2 = 0.50s$  (Tableau 4.7)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 15.18 et

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA  $\Rightarrow C_T = 0.075$

$$\Rightarrow T = 0.075 \times 9.18^{3/4} \Rightarrow T = 0.40s$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_t \times H^{3/4} = 0,075 \times 9.18^{3/4} = 0,40s \\ T_x = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 9.18}{\sqrt{28.64}} = \\ T_y = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 9.18}{\sqrt{25}} = \end{array} \right. \begin{cases} T_x = 0.154 \\ T_y = 0.165 \end{cases}$$

$$T_2 = 0.5s \geq T = 0.40s \geq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta \Rightarrow \mathbf{D=2.3375}$$

**c) Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- **Zone III**
- **Groupe1B** (Ouvrages de grande importance)

$$\Rightarrow \mathbf{A = 0.30}$$

**d) Coefficient de comportement R :**

Portiques contreventés par des voiles  $\Rightarrow \mathbf{R = 4[RPA99 (version2003)/tableau 4]}$

**d) Facteur de qualité Q :**

**Tableau.V.1.** Valeurs des pénalités Pq

Critère	P <sub>q</sub>	
	P <sub>qx</sub>	P <sub>qy</sub>
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.00	<b>0.00</b>
2. Redondance en plan	0	<b>0</b>
3. Régularité en plan	0.05	<b>0.05</b>
4. Régularité en élévation	0	<b>0</b>
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	<b>0.05</b>
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	<b>0.1</b>
	0.2	0.2

$$Q = 1 + \sum Pq = 1 + 0.2 = 1.2$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.2 \Rightarrow V_x = V_y = V$$

**f) Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99 version 2003 / formule 4.5}]$$

Avec :

$W_{Gi}$  : Poids du aux charge permanentes ;

$W_{Qi}$  : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Tableau V.2. Poids total de la structure niveau RDC

Eléments	Poids (t)		Total
Plancher	$G \times S$	$0,554 \times 618,76$	342,79
Poteaux Carre	$n \times b \times h \times \gamma_b \times ht$	$16 \times 0,5 \times 0,5 \times 2,5 \times 4,59$	45,9
Poteaux Circulaire	$n \times b \times h \times \gamma_b \times ht$	$24 \times 0,20 \times 2,5 \times 4,59$	55,08
Poutre principale	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L$	$0,45 \times 0,40 \times 2,5 \times 171,84$	77,33
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum L$	$0,40 \times 0,35 \times 2,5 \times 151,23$	52,93
Murs extérieurs	$(h_t/2) \times \sum L$	$61,97 \times 2,295$	142,22
Escaliers	$G \times S$		23,31
Charge permanente G	$\sum G_i$	$342,79 + 45,9 + 55,08 + 77,33$ $+ 52,93 + 142,22 + 23,31$	739,56
Charge d'exploitation P	$Q \times St$	$618,76 \times 0,5$	309,38
Poids total $W_t$	$G + \beta.P$	$739,56 + 309,38 \times 0,3$	832,37

Tableau V.3. Poids Total de la structure niveau terrasse

Eléments	Poids (t)		Total
Acrotère	$G \times \sum L$	10x1,71	17,1
Plancher	$G \times S$	0,668x618,76	413,33
Poteaux carre	$n \times b \times h \times \gamma_b \times ht$	16x0,5x0,5x2,5x4,59	45,9
Poteaux Circulaire	$n \times b \times h \times \gamma_b \times ht$	24x0,20x2,5x4,59	55,08
Poutre principale	$bxhx \gamma_b \times \sum L$	0,45x0,40x2,5x171,84	77,33
Poutre secondaire	$bxhx \gamma_b \times \sum L$	0,40x0,35x2,5x151,23	52,93
Murs extérieurs	$(h_v/2) \times \sum L$	61,97x2,295	142,22
Escaliers	$G \times S$	(Vm+Vp)	23,31
Charge permanente G	$\sum G_i$	17,1+413,33+45,9+55,08+ 77,33 +52,93+142,22+23,31	827,2
Charge d'exploitation P	$Q \times St$	0,1x618,76	61,88
Poids total $W_t$	$G + \beta.P$	61,88x0,3+827,2	845,76

La surcharge :  $p=Q \times St$  (St : la surface totale du plancher)

$$W = 832,37 + 845,76 = 1678,13$$

DONC :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.3.2.33.1.2}{4} 1678,13 = 351.90t$$

e) La résultante des forces sismiques :

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « $V_t$ » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Sens xx :

$$V_x = 322.17 > 80\%V_{Sta} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy :

$$V_y = 327.60KN > 80\%V_{Sta} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V.3.2. Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4] :**

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{dyn} = 0.37s < 1.3 \times T_{amp} = 1.3 \times 0.40 = 0.52s \Rightarrow 0.37 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

**V.3.4. Calcul des coefficients de participation modale :**

On doit vérifier que :  $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left( \sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 4470,30 \text{ t.}$$

Le logiciel SAP2000 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

**a- Sens longitudinal:**

$$\sum \alpha_x = 99,9\% > 90\% \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**b- Sens transversal:**

$$\sum \alpha_y = 99,5\% > 90\% \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**V.3.5 Calcul et vérification des déplacements :**

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$  comme suit :

Avec :

$\delta_k$  : Déplacement horizontal au niveau k ;

$\delta_{ek}$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

**h<sub>e</sub>**: Hauteur d'étage

**Vérification :**  $\Delta_{radm} = 1\% h_e = \frac{450}{100} = 4.5 \text{ cm}$

$$\Delta K_x = 0.194 \text{ cm} < \Delta_{radm}$$

$$\Delta K_y = 0.003 \text{ cm} < \Delta_{radm}$$

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectués sur le tableau suivant :

**Tableau .V. 4:** Tableaux récapitulatifs pour la vérification du déplacement suivant X et Y

<b>Sens longitudinal (X)</b>			
<b>Niveau</b>	$\delta_{ek}$	$\delta_{K=R} \cdot \delta_{ek}$	$\Delta = \delta_{K} - \delta_{K-1}$
<b>1 er étage</b>	0,043	0,215	
<b>RDC</b>	0,0042	0,021	0,194

<b>Sens longitudinal (Y)</b>			
<b>Niveau</b>	$\delta_{ek}$	$\delta_{K=R} \cdot \delta_{ek}$	$\Delta = \delta_{K} - \delta_{K-1}$
<b>1 er étage</b>	0,116	0,058	
<b>RDC</b>	0,011	0,055	0,003

## Chapitre – VI –

---

### *Etude des portiques*

---

**VI.1. Chargement des portiques:**

**VI.1.1. Etude sous charges verticales et horizontales:**

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres, voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme **SAP2000** ce qui nous a permet de Calculer les portiques.

**VI.1.2. Les combinaisons de calcul:**

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnéeci-dessous, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [**BAEL 91etR.P.A99(version2003)**]

- **Poutres:** Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL91) 1,35G+1,5Q
- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre[RPA99(version2003)] { 0,8G±E  
G+Q±E
- **Poteaux:** Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (BAEL91) { 1,35G+1,5Q
- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre[RPA99(version2003)] { G+Q±E  
0,8G±E

**Avec:**

- G: Charge permanente
- Q: Charge d'exploitation
- E: Effort sismique

**VI.2. Ferrailage des poutres:**

**VI.2.1. Méthode de calcul:**

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>ème</sup> genre.

-Sollicitation du 1<sup>er</sup> genre: 
$$\left\{ \begin{array}{l} Sp1=1,35G+1,5Q \text{ Moment correspondant } M_{sp1} \\ Sp2=0,8G+E. \text{ Moment correspondant } M_{sp2} \end{array} \right.$$

-Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre:  $SP2=G+Q+E.$

Si  $\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1,15$  on détermine les armatures sous  $Sp1$

Si  $\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1,15$  on détermine les armatures sous Sp2.

Dans le calcul relatif au «ELU» on introduit des coefficients de sécurités ( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour situation accidentelle:  $\gamma_s = 1$        $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$\gamma_b = 1.15$        $\sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$

Pour les autres cas:  $\gamma_s = 1.15$        $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

$\gamma_b = 1.5$        $\sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$

### VI.2.2. Les armatures longitudinales:

D'après le R.P.A99 (révisées en 2003) on a:

- Section d'armature minimale:  $A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t$ .
- Section d'armature maximale:  $A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t$ . (Zone courante)
- $A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t$ . (Zone de recouvrement)
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de:  $50\Phi$  en zone III
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$ .

#### VI.2.2.1. Sens longitudinal : «poutre principale (40x45) cm<sup>2</sup>»

##### Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adoptée, on a:

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = 0,5 \times 40 \times 45 / 100 = 9 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t = 4 \times 40 \times 45 / 100 = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t = 6 \times 40 \times 45 / 100 = 108 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

#### VI.2.2.1.1. Exemple de calcul :

En travée :

$$(Sp1) \Rightarrow M_{tsp1} = 3,68 \text{ KN.m}$$

$$(Sp2) \Rightarrow M_{tsp2} = 11,09 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 3,23 > 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous (Sp2)}$$

**Données :**

Largeur de la poutre  $b=40\text{cm}$ .

- Hauteur de la section  $h_t=45\text{cm}$ .
- Hauteur utile des aciers tendus  $d=0.9 \times h_t=40.5\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés  $f_e=400\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours  $f_{c28}=25\text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton  $f_{t28}=2,1\text{ Mpa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable

**Tableau VI.1 :** Calcul de la section d'armatures longitudinales en travée

<b>Moment</b>	<b>Mt</b>	<b>11.30KN.m</b>	
<i>Moment réduit</i>	$\mu = Mt / (b x d^2 x f_{bc})$	0,003	$\mu = 0,003 < \mu_l = 0,392$
<i>Etat limité de compression du béton</i>	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	<i>pas d'acier comprimé</i>
<i>Coefficient <math>\beta</math></i>	0,463		
<i>Section d'aciers <math>A_s</math></i>	$Mt / (\sigma_{sx} \beta x d)$	<b>1.73cm<sup>2</sup></b>	

On adopte: **5T14=7,70cm<sup>2</sup>**

**En appuis:**

(Sp1)  $\Rightarrow M_{asp1} = -2.45\text{kn.m} \dots$

(Sp2)  $\Rightarrow M_{asp2} = -11.75\text{kn} \cdot 2.45\text{kn.m}$

$$\frac{M_{aSP2}}{M_{aSP1}} = 4.79 > 1.15$$

Donc le calcul se fait sous (SP2)

**Tableau VI.2:** Calcul de la section d'armatures longitudinales en appuis

<b>Moment ACCMacc</b>	<b>Mt</b>	<b>11.30KN.m</b>	$\mu=0,003 < \mu l=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = Ma / (b x d^2 x fbc)$	0,013	
Etat limité de compression du béton	$\mu l = 0,392$	$\mu < \mu l$	
Coefficient $\beta$	0,589		
Section d'aciers As	$Mt / (\sigma_{sx} \beta x d)$	<b>1.41cm<sup>2</sup></b>	

On adopte: 3T14 (fil)+3T12(ch)=8,01cm<sup>2</sup>

**VI.2.2.1.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux:**

**Tableau VI.3 :** Poutres de rives principales

Niveau	Section	Moments		Moment decalcul	Amin (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )
		Msp1	Msp2				
1 <sup>er</sup> étage	Appuis	2.45	11.75	11.75	9	1,41	3T14fil+2T14ch=7,70
	Travée	3.68	11.09	11.09	9	1.73	3T14=4,62
RDC	Appuis	1.09	9.31	9.31	9	1.15	3T14fil+2T14ch=7,70
	Travée	0.51	8.69	8.69	9	1,05	3T14=4,62

**Tableau VI.4:** Poutres intermédiaires principales

Niveau	Section	Moments		Moment decalcul	Amin (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )
		Msp1	Msp2				
1 <sup>er</sup> étage	Appuis	4.43	10.07	10.07	9	1.25	3T16fil+2T14ch=9.11
	Travée	4.30	9.69	9.69	9	1.20	3T16=4,03
RDC	Appuis	1.33	8.16	8.16	9	1.01	3T16fil+2T14ch=9.11
	Travée	1.05	8.29	8.29	9	1.05	3T14=4.03

**VI.2.2.2. Sens transversal :« Poutre secondaire(35x40) cm<sup>2</sup>»**

**Armature longitudinale:**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section A adopter on a:

$$A_{min}=0,5\% b h_t=0,5 \times 35 \times 40 / 100=7 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1}=4\% b h_t=4 \times 35 \times 40 / 100=56 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2}=6\% b h_t=6 \times 35 \times 40 / 100=84 \text{ cm}^2$$

**VII.2.2.2.1. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux:**

**Tableau VI.5:** Poutres dérivées secondaires

Niveau	Section	Moments		Moment de calcul	Amin (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )
		M <sub>sp1</sub>	M <sub>sp2</sub>				
RDC	Appuis	1.10	4.38	4.38	7	0.62	3T14fil+2T12ch=6.89
	Travée	1.25	4.42	4.42	7	0.63	3T12=4.62
1 <sup>er</sup> étage	Appuis	1.48	5.59	5.59	7	0.68	3T14fil+2T2ch=6.89
	Travée	1.37	5.75	5.75	7	0.70	3T14=4.62

**Tableau VI.6:**Poutres intermédiaires secondaires

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	Amin (cm <sup>2</sup> )	A calculé (cm <sup>2</sup> )	A adopté(cm <sup>2</sup> )
		M	M				
RDC	Appuis	1.15	4.35	4.35	7	0,62	3T14fil+2T12ch=7.7
	Travée	0.84	3.23	3.23	7	0,46	3T12=4.62
1 <sup>er</sup> étage	Appuis	4.12	9.67	9.67	7	1.31	3T14fil+2T14ch=7.7
	Travée	4.07	9.26	9.26	7	1.26	3T14fil+2T14ch=7.7

**VI.3. Les vérifications :**

**VI.3.1. Sens longitudinal :** « poutre principale (40x45) cm<sup>2</sup> »

**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_t / f_e = 0,23 x 40 x 40,5 x 2,1 / 400 = 1,95 \text{ cm}^2.$$

Adopté > A<sub>min</sub>...condition vérifiée.

**b) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente: } \tau_u = T / (b x d) = 9,68 x 10 x 10 / (40 x 40,5) = 0,79 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible: } \tau_u = \min(0,13 f_c / 28; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,79 < \tau_u = 3,25 \text{ Mpa}$ .....condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

**c) Calculles armatures transversales:**

**c.1. Diamètre des armatures transversales:**

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b/10; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min(12,85; 30; 12)$$

On adopte:  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

**c.2. Calcul de L'espaceement:**

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \\ St \leq \min(36,45; 40 \text{ cm}) \end{array} \right. \Rightarrow St \leq 36,45 \text{ cm}$$

Zone nodale:  $St \leq \min(h/4; 12\Phi_l; 30 \text{ cm})$   $St \leq \min(11,25; 14,4; 30 \text{ cm})$

On prend  $St = 10 \text{ cm}$  zone nodale

Zone courante:  $St \leq h/4$

$$St \leq 11,25 \text{ cm}$$

On prend  $St = 15 \text{ cm}$  zone courante

**c.3) La section des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b \cdot St} \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{tj}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$  (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$F_e = 400 \text{ Mpa}$ ;  $\delta_s = 1,15$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{S}\right)_{cal} \geq \frac{(0,79 - 0,3.1.2,1).40}{0,9.1.\frac{235}{1,15}} = 0,026cm \dots \dots \dots (1)$$

c-4) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{At}{b} \frac{fe}{St} \geq \max\left(\frac{\tau u}{2}, 0,4 Mpa\right)$$

De(1) et(2):  $\left(\frac{At}{St}\right) \geq 0,068cm$ , on prend  $S_t$

$$D'où \quad At \geq 0,765cm^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/ml \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

d) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 9,68t \quad M_{app} = 9,15KN.m$$

$$\delta_u = M_{app}/Z = 9,15/0,9 \times 40,5 \times 10^{-2} = 37,65t > 9,68t$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

e) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\begin{cases} \sigma_b = F_b/S \quad F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ d'où: \sigma_b = 2T/ab \quad S = axb/\sqrt{2} \end{cases}$$

a : Longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir  $\sigma_b < f_{c28}/\gamma_b$ , mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que:

$$\sigma_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b \quad \Rightarrow a \geq 2T\gamma_b/0,8bf_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 96,8 \times 1,5 / (0,8 \times 40 \times 25 \times 10) = 0,048m = 4,8cm$$

$$a' = b - 4 = 40 - 4 = 36cm$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 36.45cm$$

$$a = 36.45cm > 4,8cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

f) Entraînement des armatures :

f-1) Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{user} = T/0,9d.\mu.n \leq \bar{\tau}_{user} = \psi_s.f_{t28}$$

$\psi_s$ : coefficient des cellement  $\psi_s = 1,5$  pour H.A

T : Effort tranchant max T = 96,8 KN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n = 3

$\mu$ : Périmètre d'armature tendu  $\mu = \pi\phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$

$\tau_{\text{user}} = 96,8 \times 10^3 / 0,9 \times 40,5 \times 4,396 \times 3 \times 10^2 = 2,01 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$

$\tau_{\text{user}} = 2,01 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3,15 \text{ Mpa}$ .....condition vérifiée

g) Ancrage des armatures tendues :

$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_t = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mp}$

La longueur des celledement droit  $l_s = \Phi f_e / 4 \tau_s$

Avec  $\Phi$ : diamètre d'une barre

$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,835) = 49,38 \text{ cm}$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon :  $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

**h) Calcul des crochets :**

**Crochets courants angle de 90°**

$L_2 = d - (c + \phi/2 + r)$ ; Profondeur utile  $d = 36,45 \text{ cm}$ .

$$L \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$\phi_L = 1,2 \text{ cm}$  ;  $L_2 = 30,8 \text{ cm}$  ;  $L_1 = 1,56 \text{ cm}$

$\phi_L = 1,4 \text{ cm}$  ;  $L_2 = 29,6 \text{ cm}$  ;  $L_1 = 1,55 \text{ cm}$

i) La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de  $50\Phi$  en zone III

$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 80 \text{ cm}$

$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 70 \text{ cm}$

$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 60 \text{ cm}$

**VI.3.3. Vérification de la flèche :**

$M_{t\text{max}} = 6,26 \text{ t.m}$ ,  $M_0 = 9,15 \text{ t.m}$   $A_s = 4,66 \text{ cm}^2$  ;  $A_{\text{min}} = 6,75 \text{ cm}^2$

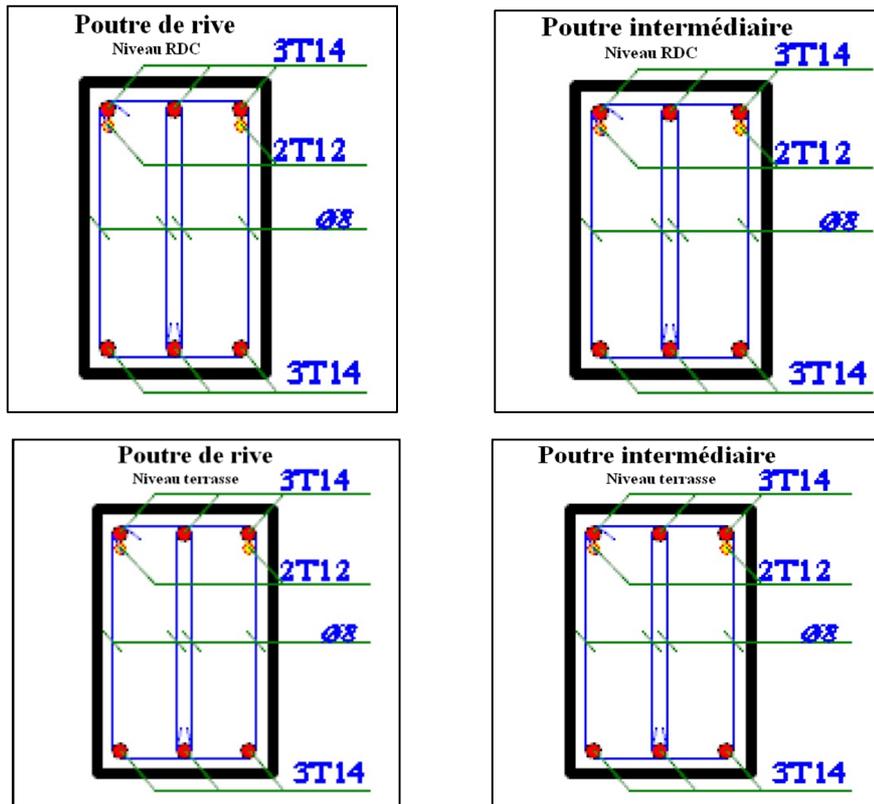
$h/L > 1/16$ ..... $0,094 > 0,0625$  (vérifiée)

$h/L > M_t / 10 M_0$ ..... $0,094 > 0,068$  (vérifiée)

$A_{\text{min}} / b d < 4,2 / f_e$ ..... $0,0055 < 0,0105$  (vérifiée)

Poutre principale (40x45)

▮ Poutre principale (40x45)



▮ Poutre secondaire (35x40)

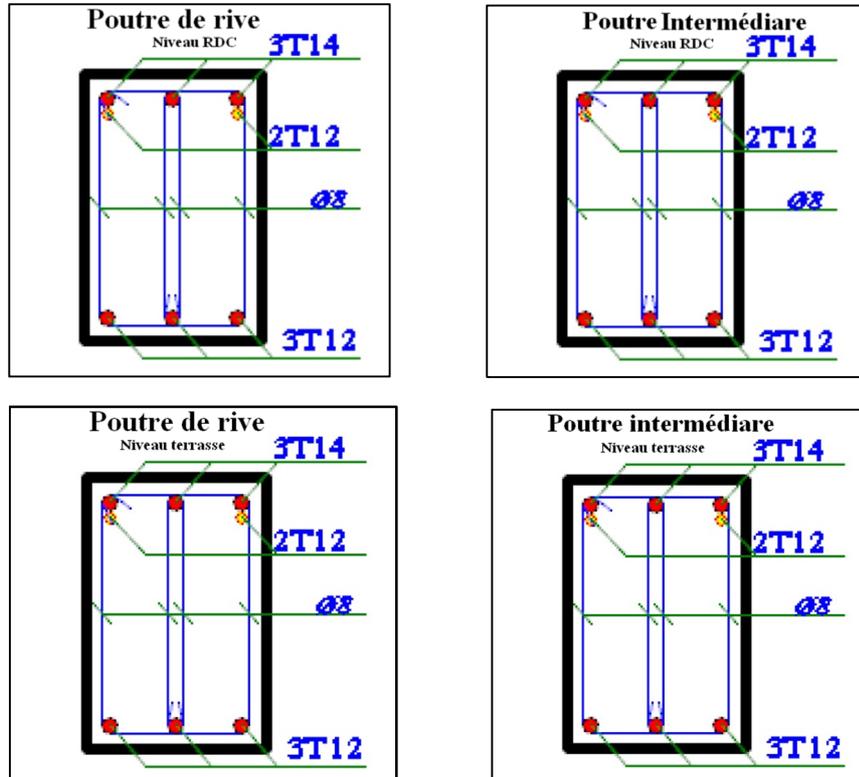


Figure VI.1 : Ferrailage des sections des poutres

**VI.4. Ferrailage des poteaux:**

**VI.4.1. Méthode de calcul :**

En générale les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée La section des armatures doit être égale au maximum entre les 6 sections des trois combinaisons suivantes:

$$\begin{aligned}
 \text{1}^{\text{er}} \text{ genre : } 1,35G+1,5Q &\Rightarrow [N \text{ max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1 \\
 &\quad [N \text{ min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2 \\
 &\quad [M \text{ max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3 \\
 \text{2}^{\text{eme}} \text{ genre : } 0,8G \pm E. &\Rightarrow [N \text{ max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4 \\
 G+Q \pm E &\quad [N \text{ min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5 \\
 &\quad [M \text{ max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6
 \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coeff de sécurités( $\gamma_s, \gamma_b$ )

Pour situation accidentelle :  $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ Mpa.}$   
 $\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ Mpa}$

Pour les autres cas :  $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ Mpa.}$   
 $\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ Mpa}$

**VI.4.2. Ferrailage exigé par RPA 992003V :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochet. Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,9% (zone III)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 3% en zone courante, 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \varnothing$  (zone III)
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.
- On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux seront donnés dans des tableaux.

**Tableau VI.7.** les sections min et max imposées par le RPA99 V2003 et le BAEL91.

<i>Famille de poteaux</i>	<i>A<sub>min</sub>=0,9%ba(RPA)</i>	<i>A<sub>min</sub>=0,2%ba(BAEL)</i>
<i>1<sup>ere</sup> famille (50x50)cm</i>	<i>22,5cm<sup>2</sup></i>	<i>5cm<sup>2</sup></i>
<i>2<sup>eme</sup> famille (D=50)c</i>	<i>17.66cm<sup>2</sup></i>	<i>3.92cm<sup>2</sup></i>

**VI.4.3. Exemple de calcul :**

«Poteau centrale (RDC)» Le poteau le plus sollicité(50x50) cm<sup>2</sup>

**Données :**

Largeur du poteau b=50cm.

- La hauteur de la section ht=50cm.
- Enrobage c=2,5 cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d=ht-c=47,5 cm
- Contrainte des aciers utilisés fe=400 Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours fc28=25 Mpa
- Contrainte limite de traction du béton ft28=2,1 Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

**Combinaison de 1er genre**

- (a) N<sub>max</sub>=946.09KN. M<sub>corresp</sub>=3.05kn.m
- (b) N<sub>min</sub>=23.94 kn.m M<sub>corresp</sub>=12.46kn.m
- (c) M<sub>max</sub>=20.34kn.m N<sub>corresp</sub>=122.64kn.

Combinaison de 2<sup>eme</sup> genre

- (a) N<sub>max</sub>=1712.41kn.m M<sub>corresp</sub>=14.10kn.
- (b) N<sub>min</sub>=0.989kn.m M<sub>corresp</sub>=151.43kn
- (c) M<sub>max</sub>=198.39kn.m N<sub>corresp</sub>=61.167kn.

A) combinaison de 1er genre :

- (a)-N<sub>max</sub>=946.09kn.m M<sub>corresp</sub>=3.05kn.m

**Détermination du centre de pression :**

e=M/N=3.05/946.09=0,003 m

$$M_u = N_u(d - \frac{ht}{2} + e) = 946.09(0,475 - 0,50/2 + 0,003) = 215.70 \text{ kn.m}$$

**Vérification si la section est surabondante:**

$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d(1 - 0,514 N_u / b d f_{bc}) \end{cases}$	$\Rightarrow \begin{cases} N_u = 946.09 < 4129,19 \text{ kn.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 215.70 \text{ kn.m} < 44310.12 \text{ kn.m} \dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$
--	---

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (A2=A'2=0).

- (c)-M<sub>max</sub>=20.34kn.m N<sub>corresp</sub>=122.64kn.m

**Détermination du centre de pression:**

e=M/N=20.34/122.64=0,16m

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 149,58 \left( 0,475 - 0,5/2 + 0,16 \right) = 47,21 \text{ kn.m}$$

▀ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - 0,514 N_u / b d f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 122,64 \text{ KN.m} < 28674 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 47,21 \text{ KN.m} < 5823,30 \text{ KN.m} \dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3 = A'_3 = 0$ ).

**B) Combinaison de 2ème genre :**

(a)-  $N_{\max} = 1712,41 \text{ kn.m}$        $M_{\text{corresp}} = 14,10 \text{ kn.m}$

**Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 14,10 / 1712,41 = 0,008 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1712,41 \left( 0,475 - 0,50/2 + 0,008 \right) = 398,99 \text{ kn.m}$$

▀ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - 0,514 N_u / b d f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1712,41 \text{ KN.m} < 28694,25 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 398,99 \text{ KN.m} < 21310,19 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_4 = A'_4 = 0$ ).

(b)-  $N_{\min} = 0,989 \text{ KN.m}$        $M_{\text{corresp}} = 151,43 \text{ KN.m}$

▀ **Détermination le centre de pression :**

$$e = M/N = 151,43 / 0,989 = 153,11 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left( d - \frac{ht}{2} + e \right) = 0,989 \left( 0,475 - 0,50/2 + 0 \right) = 20,90 \text{ t.m}$$

▀ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\Rightarrow \begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d \left( 1 - 0,514 N_u / b d f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 109,02 \text{ t} < 28694,25 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u = 198,39 \text{ kn.m} < 2894,64 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ( $A_3=A'_3=0$ ).

**Tableau VI.8 : Ferrailage des poteaux**

Niveaux	Comb	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre			Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )
		Nu(t)	Mu (t.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Nu(t)	Mu (t.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )		
Poteau (50x50)cm <sup>2</sup>	A	946,09	215,70	0	17241	398,99	0	22,5	12T14=18.47
Poteau (D=50)cm <sup>2</sup>	A	111,49	34,56	0	81,34	25,21	0	17,66	9T16=18.10

**VI.5) Les vérifications :**

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :** « poteau le plus sollicité (50x50) cm<sup>2</sup> »

$T_{max}=2,2 \text{ KN}$

- Contrainte tangente :  $\tau_u=T/(bxd)=2,2.10/(50x50) =0,0088 \text{ Mpa}$
- Contrainte tangente admissible :  $\tau_u=\min (0,13 f_c/28 ; 5 \text{ Mpa})=3,25 \text{ Mpa}$ .

$\tau_u=0,0088 < \tau_u=3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Pas de risque de cisaillement.

b) Calcul des armatures transversales :

Lediamètrades armatures transversalesestdonnépar:  $\Phi_t=\Phi/3$

$\Phi_t=20/3$

$\Phi_t=6,67\text{mm}$

Donc le choix adopté est  $\Phi 8$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$\frac{A_t}{s} = \rho_a \cdot V_u$

$St \quad h_1 \cdot f_e$

$V_u$ : Effort tranchant de calcul

$h_1$ : hauteur totale de la section brute

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho_a$ : est un coefficient correcteur égal à 2,5 s'il élargissement géométrique  $\lambda_g \geq 5$  et à 3,75 dans le cas contraire.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

**b.1- Calcul de l'espacement :**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale:  $S_t \leq \min(10 \varnothing_L; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$       Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

-En zone courante:  $S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm}$       Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**b.2- Calcul de l'élargissement géométrique  $\lambda_g$ :**

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec:

$L_f$ : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 4,59 / 0,50 = 6,42$$

$$\lambda_g = 6,42 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (d'après le RPA.99" Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{\rho_0 \cdot q_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} = \frac{15 \cdot 2,5 \cdot 2,2 \cdot 10^3}{50 \cdot 235 \cdot 10^2}$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 95,62 \times 10^3}{50 \times 235 \times 100} = 7,02 \text{ cm}^2$$

**c) Quantité d'armatures transversales minimales :**

$A_t / T \cdot b$  en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 6,42 > 5 : 0,4\%$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,004 \cdot 10 \cdot 50 = 2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,004 \cdot 15 \cdot 50 = 3 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 11 \phi 6 = 3,11 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

**d) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e ; \text{ ronds lisses } \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot 15 \cdot 50 / 235 = 1,27 \text{ cm}^2 < 3 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(450/6; 50; 50; 60) = 75\text{cm} \\ L' = 2.h = 2.50 = 100\text{cm} \end{array} \right.$$

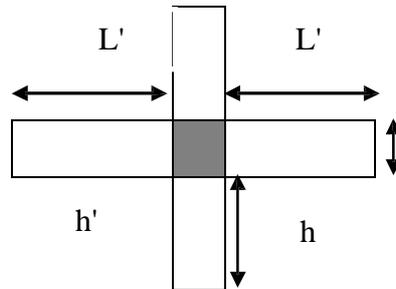


Figure VI.2 : La zone nodale

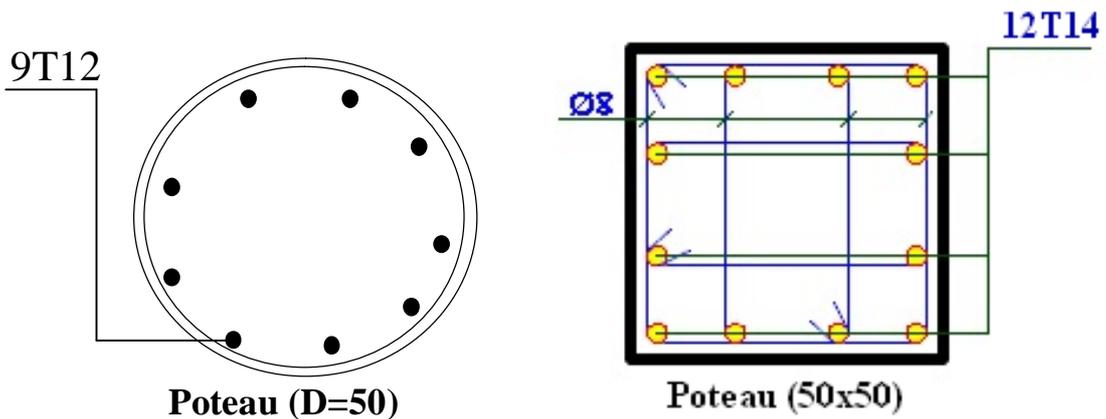


Figure VI.3 : Ferrailage des poteaux

## VI.6. Etude des voiles

### VI.6.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement
- Voile périphérique du sous-sol.

**VI.6.2. Ferrailage des voiles de contreventement :**

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

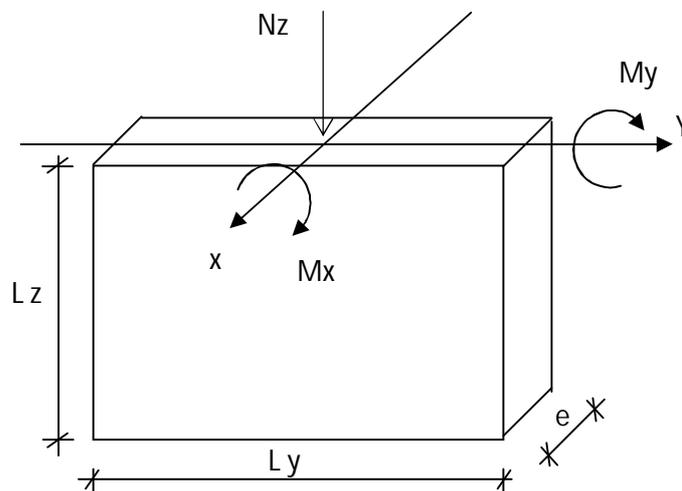
- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le **[RPA99 (version 2003) /7.7.1]** (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales. Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:
- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux. **[RPA99/2003/7.7.4]**

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- 1.35G + 1.5Q
  - $G \pm Q \pm E$
  - 0.8G  $\pm E$
- } **[RPA99/2003/V.5.2]**

**VI.6.3 les armatures verticales :**

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VII.1), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.**[RPA99/7.7.4]**



**Figure.VI.4 :** Les sollicitations de calcul d'un voile.

- **Sens x-x :**

$Nz ; Mx \Rightarrow$  section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VIII.2)

– Sens y-y :

$N_z$ ;  $M_y \Rightarrow$  section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VIII.2).

**Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :**

**Les armatures minimales :**

✓ A chacune des extrémités du voile  $\longrightarrow AV \geq 4HA10$ .

✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V$$

$$A'_V = \max (A_1; A_2).$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

**Espacement des barres verticales :**

✓  $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$  en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{L}{10}$  de la largeur du voile (figure IX-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

✓ Le diamètre des barres verticales du voile :  $\Phi \leq \frac{L}{10} e$ .

**Les Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

– **Calcul des armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec  $k=1$  ;  $\gamma_s=1$ .

**Disposition des armatures :** [RPA99/2003/7.7.4.2]

– Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur De 10  $\Phi$  Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- Pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et  $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

■ **Exemple de calcul ;**

**Verification au flambement :**

$$\bar{\lambda} = \max \left[ 50 ; \min \left( \frac{67 \cdot e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; h_e/250) = 2\text{cm}.$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[ 50 ; \min \left( \frac{67 \cdot 2}{100} ; 100 \right) \right] = 436\text{cm}$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times 436 = 305,2 \text{ cm}.$$

$$\lambda = 305,2 \times \frac{\sqrt{12}}{30} = 35.24$$

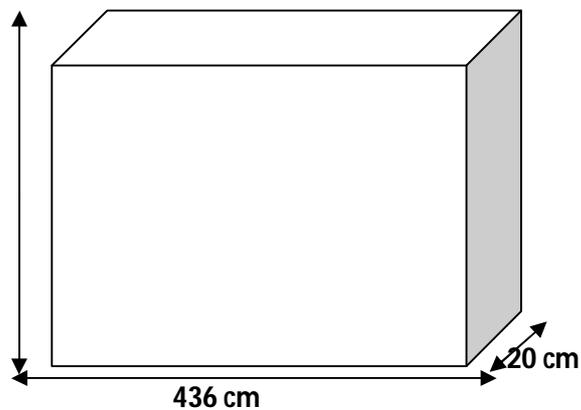
$\lambda = 35.24 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$  le calcul se fera à la flexion composée.

■ **Exemple de calcul : (Voile d'épaisseur 20 cm)**

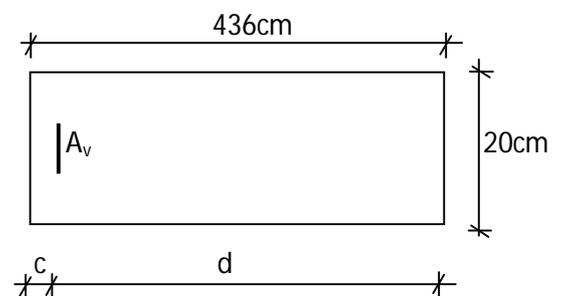
– **Sens x-x :**

$$\begin{cases} N_z = 50.98 \text{ KN.} \\ M_x = 0.4988 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (b x h)



**Fig. VI.5 :** Les sollicitations de calcul d'un



**Fig. VI.6:** Section de calcul

**Calcul de l'excentricité :**

$$M_{Ix}^{ser} = 462.98 \text{ daN.m}$$

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 3975 - 0.81 \times 10) \times 185 \times 20 \times 3975 = 1851092 \text{ N.m}$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 50.98 \left( 43 + \frac{436}{2} - 10 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 12795.98 \text{ kn.m}$$

$$(2) = 50,98 \times (436 - 10) \cdot 10^{-2} - 12795.98 = 40219,14 \text{ kn.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif  $M_1$ .

**Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = \frac{M_x}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12795.98 \times 1000}{18.5 \times 20 \times (436)^2} = 0.182$$

$$\mu = 0.182 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.253$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.899$$

– Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{12795.98 \times 1000}{400 \times 0.899 \times 387.5} = 91.83 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 91.83 - \frac{50.98}{100 \times 400} = -31.22 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$\Rightarrow A_v1 = 0$$

**Le pourcentage minimal : [RPA99/7.7.4.3] :**

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc  $A_{v1} = A_{min} = 4T10$  (RPA99/03 ; 7.7.41)

**Espacement  $S_t$  :**

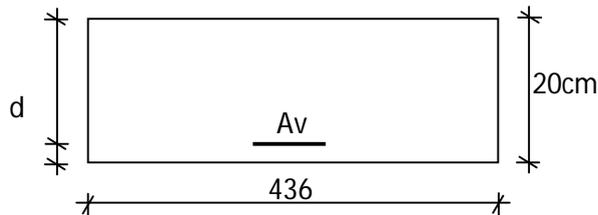
En zone courante :  $S_t \leq \min(1.5e, 30) = 30 \text{ cm}$ .

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

En zone d'about :  $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$

**Sens y-y :**

$$\begin{cases} N = 3583.32 \text{ KN} \\ M_y = 14.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**Fig. VI.7:** Section de calcul

**Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{14.97}{3583.32} \times 100 = 0.42 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} - c = 7 \text{ cm}.$$

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 20 - 0.81 \times 3) \times 18.5 \times 20 \times 397.5 = 633893.25 \text{ kn.m}.$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 3583.32 \left( 0.42 + \frac{20}{2} - 3 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 265.88 \text{ kn.m}$$

$$(2) = 3583.32 \times (17 - 3) \cdot 10^{-2} - 265.88 = 235.782 \text{ N.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif  $M_1$ .

**Vérification de l'existence de A' :**

$$\mu = \frac{M_y}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{25833}{1 \times 397.5 \times (7)^2} = 0.1$$

$$\mu = 0.125 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.167$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.933$$

– Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{265833}{400 \times 0.933 \times 17} = 41.91 \text{ cm}^2 / m_L$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 41.91 - \frac{3583.32}{100 \times 400} = -47.68 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_v = 0 \text{ cm}^2$$

**Le pourcentage minimal : [RPA99/7.7.4.3] :**

$$A_v = \max(A_1 ; A_2)$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\% = [(397.5 - 2 \times 15) \times 20] \times 0.10\%$$

$$A_1 = 7.35 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_v = (397.5 \times 20 \times 0.15\%) - 2 A_v$$

$$A_2 = 11.92 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \max(7.35 ; 11.92) \text{ cm}^2$$

$$A_v = 11.92 \text{ cm}^2$$

**Espacement minimal des barres verticales : S**

En zone courante :

$$- S = \min(1.5e ; 30 \text{ cm})$$

–  $S \leq \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ , alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que :  $S \leq 30 \text{ cm}$ .

Donc, on adoptera un espacement :  $S = 30 \text{ cm}$ .

$$S' = 30/2 = 15 \text{ cm}$$

**Espacement St :**

$$\text{En zone courante : } St \leq \min(1.5e, 30) = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } St = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{En zone d'about : } St_a = St/2 = 10 \text{ cm.}$$

**Les armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - (0.3 \times f_{t28} \times k)}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \rightarrow (\text{Pas de reprise de bétonnage})$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{1.21}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 1.34 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right) = 4.34MPa.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} \quad ; \quad T=1.4T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 673.13 \times 10^3}{20 \times 90 \times 100} = 1.21MPa.$$

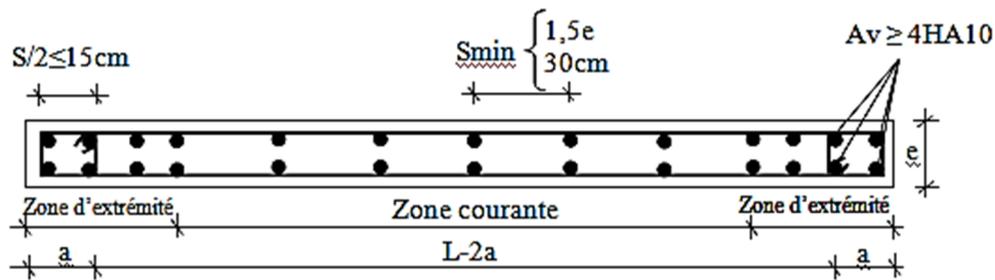
$$\tau_u < \bar{\tau}_u .$$

⇒ Condition vérifiée

– **Choix :**

✓ Sens 1-1 ⇒ 2 × 6T12/ml →  $A_{totale} = 13.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; (e = 16.66 cm)

✓ Sens 2-2 ⇒ 2 × 6T12/ml →  $A_{totale} = 13.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; (e = 16.66 cm)



**Fig.VI. 8 :** Disposition des armatures verticales dans les voiles

Chapitre – VII –

*Etude de minaret et coupole*

---

## VII.1. Etude du minaret

### 1. Introduction :

Le minaret peut être considéré comme une console encastrée à la base. Pour notre cas, il est réalisé entièrement en voile. Situé en zone III, le calcul des ferrailages sera basé sur les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 .



Figure.VII.1. Vue en façade de minaret

### 2. Prédimensionnements des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en B.A. Ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

Leur prédimensionnement est fait selon les règles du BAEL. La condition de non flambement est donnée sous la forme suivante :

$$* \lambda = L_f / i \quad * i = \sqrt{I / B} \quad * I = bh^3 / 12 \quad * B = b \times h \quad * L_f = 0.7 h_e$$

Avec :

\*  $\lambda$  : coefficient d'élanement.

\*  $L_f$  : la longueur de flambement.

\*  $i$  : rayon de giration de la section par rapport a un axe passant par son centre de gravité est perpendiculaire au plan de flambement.

\*  $B$  : l'aire de la section droite.

\*  $h_e$  : la hauteur d'étage.

Donc on a :  $\lambda = L_f / \sqrt{(b^4/12)/b^2}$  pour une section carrée .

$$L_f = 0.7 h_e = 0.7 \times 4.59 = 3.21 \text{ m} .$$

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 \Rightarrow b \geq 3.21 \sqrt{12} / 50 \Rightarrow b \geq 22.23 \text{ cm}$$

On adopte :  $b = h = 30 \text{ cm}$  .

### 3. Prèdimensionnements des poutres :

Une poutre est un solide à ligne moyenne droite, de section rectangulaire, en T ou en I dont la portée est prise entre nu des appuis. On doit dimensionner tous les éléments qui constituent l'ossature du bâtiment conformément aux conditions imposées par les règles techniques BAEL 91 et celles données par RPA99 version 2003.

- Les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$$* b \geq 20 \text{ cm}$$

$$* h \geq 30 \text{ cm}$$

$$* \frac{h}{b} \leq 4.0$$

$$* b_{\max} \leq 1.5 h + b_1$$

En général, on prend :

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

Pour  $L_{\max} = 4 \text{ m}$  on a :

$$26.66 \text{ cm} \leq h \leq 40 \text{ cm}$$

On choisit une hauteur de section :  $h = 30 \text{ cm}$

Pour la largeur  $b$  de la section on a :

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

$$9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

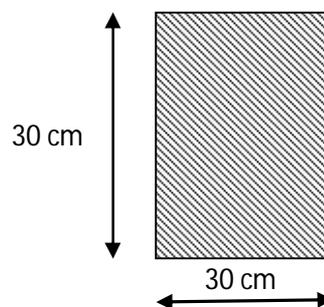
On choisit une largeur de section :  $b = 30 \text{ cm}$

$$* h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ C V}$$

$$* b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ C V}$$

$$* h / b = 30 / 30 = 1 < 4 \dots\dots \text{ C V}$$

$$* b_{\max} = 30 \text{ cm} < 1.5 \times 30 + 30 = 75 \text{ cm} \dots\dots \text{ C V}$$



On choisi finalement une poutre  $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

**4.Prédimensionnement de voile :**

Suivant RPA99 V 2003

$$\alpha \geq \frac{h_e}{20} = \frac{459}{20} = 22.95 \text{ cm}$$

On prend :  $a = 25 \text{ cm}$  .

$a$  : épaisseur de voile .

$h_e$  : la hauteur libre d'étage (  $h_e = 459 \text{ cm}$  ) .

**5.Estimation de la période fondamentale de la structure :**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T = 0.05 \times 28.25^{3/4} \Rightarrow T = 0.61\text{s}$$

**6.Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

avec :

$A$  : Coefficient d'accélération de zone(  $A = 0.300$  )

$D$  : Coefficient d'amplification dynamique moyen(  $D = 2.33$  )

$Q$  : facteur de qualité(  $Q = 1.2$  )

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure(  $R = 4$  )

$W$  : poids total de la structure (  $W = 315.81 \text{ KN}$  )

**D'après calcul numérique on a :**

$$V_{dx} = 66.23 \text{ KN}$$

$$V_{dy} = 66.23 \text{ KN}$$

$V_d$  : force sismique totale donnée par logiciel .

$$V_d < 0.8 V_s = 52.98 \text{ KN}$$

Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse ( forces ; déplacements ; moments ; ...) Dans le rapport  $0.8 V / V_d$

**3Vérification de la période : [RPA99 (version 2003)/4.2.4.4] :**

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{dyn} = 0.37\text{s} < 1.3 \times T_{amp} = 1.3 \times 0.61 = 0.79\text{s} \Rightarrow 0.37 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

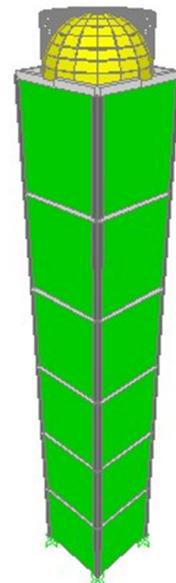


Figure VII.2. Vue de structure en 3D

**Calcul des coefficients de participation modale :**

On doit vérifier que :  $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90 \%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left( \sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$W = \sum W_K = 315.81t$

Le logiciel Sap 2000 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

**a- Sens longitudinal:**

$\sum \alpha_x = 92,03\% > 90 \%$  .....condition vérifiée.

**b- Sens transversal:**

$\sum \alpha_y = 93,56\% > 90\%$  ..... condition vérifiée

**V.5.4.Calcul et vérification des déplacements :**

D’après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$  comme suit :

Avec :

$\delta_k$  : Déplacement horizontal au niveau k ;

$\delta_{ek}$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

La vérification du déplacement de tous les niveaux effectués sur le tableau suivant :

**Tableau.VII. 1:** Tableaux récapitulatifs pour la vérification du déplacement suivant X et Y

Sens longitudinal (X)			
Niveau	$\delta_{ek}$	$\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1}$
1 er étage	0,015	0,075	
RDC	0,014	0,07	0,005

Sens longitudinal (Y)			
Niveau	$\delta_{ek}$	$\delta_K = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta = \delta_K - \delta_{K-1}$
1 er étage	0,010	0,050	
RDC	0,0025	0,012	0,038

**Ferrailage des poteaux :**

**Tableau VII.2.** les sections min et max imposées par le RPA99 V2003 et le BAEL91

<i>Famille de poteaux</i>	<i>Amin=0,9%ba(RPA)</i>	<i>Amin=0,2%ba(BAEL)</i>
<i>(30x30) cm<sup>2</sup></i>	<i>8.1cm<sup>2</sup></i>	<i>1.8cm<sup>2</sup></i>

**Exemple de calcul :** poteau le plus

sollicité(30x30) cm<sup>2</sup>

**Données:**

- Largeur du poteau b=30cm.
- La hauteur de la section ht=30cm.
- Enrobagec=2,5cm.
- Hauteur utile des aciers tendus d=ht-c=27,5cm
- Contrainte des aciers utilisés fe=400Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours fc28=25Mpa
- Contrainte limite de traction du béton ft28=2,1 Mpa.
- Fissuration peu préjudiciable

✓ **Combinaison de 1er genre**

- (a) N<sub>max</sub>=93.42KN      M<sub>corresp</sub>=0.03KN.m
- (b) N<sub>min</sub>=79.48KN      M<sub>corresp</sub>=0.067KN.m
- (c) M<sub>max</sub>=0.067KN.m      N<sub>corresp</sub>=79.48KN

Combinaison de 2<sup>ème</sup> genre

- (a) N<sub>max</sub>=231.66KN      M<sub>corresp</sub>=0.299KN.m
- (b) N<sub>min</sub>=209.56KN      M<sub>corresp</sub>=1.36KN.m
- (c) M<sub>max</sub>=1.41KN.m      N<sub>corresp</sub>=347.97KN

**A) combinaison de 1er genre :**

- (a)-N<sub>max</sub>=93.42KN      M<sub>corresp</sub>=0.03KN.m

✓ **Détermination du centre de pression :**

- ✓ e=M/N=3.05/946.09=0,003m
- ✓ Mu=Nu(d-  $\frac{ht}{2}$ +e)=946.09(0,475-0,50/2+0,003)=215.70KN.m

✓ **Vérification si la section est surabondante:**

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d(1 - 0,514 Nu / b d f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} Nu = 946.09 < 4129,19 \text{ kn.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ Mu = 215.70 \text{ kn.m} < 44310.12 \text{ kn.m} \dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires (A1=A'1=0)

Tableau.VII.3. Ferrailage des poteaux

	Comb	1 <sup>er</sup> genre			2 <sup>ème</sup> genre			Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )
		Nu(kn)	MU (kn.m)	Acal (cm <sup>2</sup> )	Nacc(k)	Macc (kn.m)	Asl (cm <sup>2</sup> )		
Poteau (30x30) cm <sup>2</sup>	<b>a</b>	93.42	10.01	0	231.66	32.08	0	8.1	8T12=9.01
	<b>b</b>	79.48	10.99	0	209.56	41.38	0	8.1	8T12=9.01
	<b>c</b>	79.48	10.07	0	347.17	49.25	0	8.1	8T12=9.01

**Les vérifications :**

a) Vérification de la contrainte de cisaillement : « poteau le plus sollicité (30x30) cm<sup>2</sup> »

Tmax=1,2 KN

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \cdot d) = 1,2 \cdot 10 / (30 \cdot 30) = 0,013 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible: } \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_c; 28; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,013 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$  Vérifiée

Pas de risque de cisaillement.

**b) Calcul des armatures transversales:**

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :  $\Phi_t = \Phi / 3$

$\Phi_t = 20 / 3$

$\Phi_t = 6,67 \text{ mm}$

Donc le choix adopté est  $\Phi 8$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$\frac{A_t}{s} = \rho_a \cdot V_u$

$s = h_1 \cdot f_e$

V<sub>u</sub>: Effort tranchant de calcul

h<sub>1</sub>: Hauteur totale de la section brute

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho_a$  : Est un coefficient correcteur égal à 2,5 sil 'élancement géométrique  $\lambda_g > 5$  et à 3,75 dans le cas contraire.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

b.1- Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

En zone nodale:  $S_t \leq \min(10 \varnothing_L; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$       Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

En zone courante:  $S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm}$       Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**b.2- Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda_g$  :**

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec:  $L_f$ : Longueur de flambement du poteau.

$b$  : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 4,59 / 0,30 = 10,71$$

$$\lambda_g = 10,71 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (d'après le RPA.99 "Art 7.4.2.2").}$$

Donc

$$A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 1,2 \times 10^3}{30 \times 235 \times 100} = 6,38 \text{ cm}^2$$

**c) Quantité d'armatures transversales minimales :**

$A_t / T \cdot \text{ben\%}$  est donnée comme suit:

$$\lambda_g = 10,71 > 5 : 0,4\%$$

$$\text{Alors: } \begin{cases} \text{Zone nodale: } A_t = 0,004 \cdot 10 \cdot 30 = 1,2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante: } A_t = 0,004 \cdot 15 \cdot 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 11 \phi 6 = 3,11 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

**d) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b} \frac{f_e}{S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ Mpa}\right)$$

$$A_t \geq 0,4 \cdot S_t \cdot b / f_e; \text{ ronds lisses } \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}$$

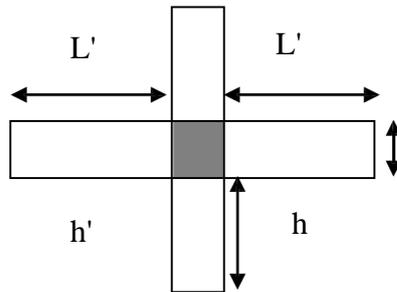
$$A_t \geq 0,4 \cdot 15 \cdot 30 / 235 = 0,76 \text{ cm}^2 < 3 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**e) Détermination de la zone nodale:**

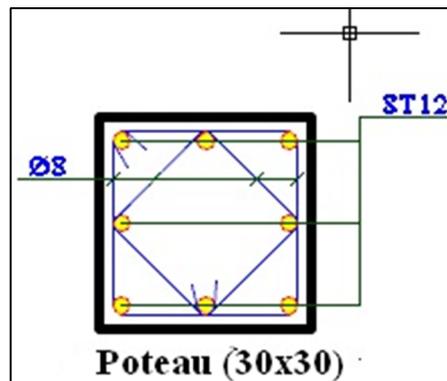
La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante:

$$h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60\text{cm}) = \text{Max}(450/6; 30; 30; 60) = 75\text{cm}$$

$$L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 30 = 60\text{cm}$$



**Figure VII.3 : La zone nodale**



**Figure VII.4 : Ferrailage des poteaux**

**Ferrailage des refends :**

**Les combinaisons des RPA 99/version2003**

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

$$G + Q + E$$

$$0.8 G + E$$

**D'après le calcul numérique on a :**

Les refends sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des efforts tranchants, ils seront calculés en flexion composée en considérant les sollicitations suivantes :

$N_{\max} \rightarrow M$  correspondant

$M_{\max} \rightarrow N$  correspondant

avec

$N_{\max}$  : effort normal maximum

$M_{\max}$  : moment maximum

$$0.8G \pm E \left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 978.07 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 29 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{\max} = 181.89 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 431.40 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow e_{\max} = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{181.89}{431.40} = 0.42 \text{ m}$$

$$G + Q \pm E \left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 1247.56 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 29 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{\max} = 181.94 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 696.08 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow e_{\max} = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{181.94}{696.08} = 0.26 \text{ m}$$

### 1- Calcul des contraintes admissible :

Elle se déduit de la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_b = \min(0.45 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot f_{c28}; 0.50 \beta \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot f_{c28})$$

$$\alpha = \frac{a - \frac{10}{3e}}{a}$$

$$\text{avec : } e = \min(1 \text{ cm}; \frac{L_f}{300}) = 1 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \alpha = \frac{25 - \frac{10}{3 \times 1}}{25} = 0.866$$

$a$  : l'épaisseur de refend

$\alpha$  : coefficient

La fabrication étant contrôlée de manière régulière, la valeur de coefficient  $\gamma$  aura pris égal à 1 .

$$\beta = \frac{1}{1 + \frac{2(\lambda)^2}{100}} = \frac{1}{1 + \frac{2(3.21)^2}{100}} = 0.83$$

Soit :

$$\bar{\sigma}_b = \min(0.45 \times 0.833 \times 1 \times 25; 0.5 \times 0.833 \times 0.404 \times 25) = 8.42 \text{ MPa}$$

1<sup>er</sup> cas :

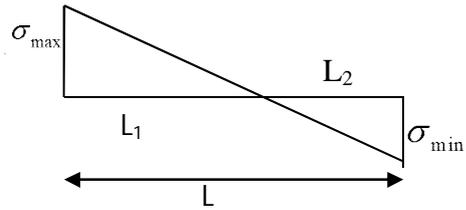
$$0.8G \pm E \left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 181.89 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ N_{\text{corr}} = 431.40 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

La contrainte se calcule conformément à la formule :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \nu$$

Avec :  $S = 0.25 \times 1.6 = 0.48 \text{ m}^2$

$$I = \frac{0.25 \times (1.6)^3}{12} = 0.068 \text{ m}^4$$



Les contraintes extrêmes sont :

$$\sigma_{\max} = \frac{431.40}{0.48} + \frac{181.89}{0.068} \times 0.8 = 3038.63 \text{ KN / m}^2$$

(compression et traction)

$$\sigma_{\min} = \frac{431.40}{0.48} - \frac{181.89}{0.068} \times 0.8 = -1241.13 \text{ KN / m}^2$$

**Point de contrainte nulle :**

La contrainte moyenne de compression est appliquée au niveau du centre de gravité, soit au 1/3 de la base du triangle.

$$\frac{\sigma_{\text{moy}}}{\frac{2}{3} \times L_1} = \frac{\sigma_{\max}}{L_1}$$

$$L_1 = L \left( \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) = 1.6 \left( \frac{3038.63}{3038.63 + 1241.13} \right) = 1.14 \text{ m}$$

$$\frac{\sigma_{\text{moy}}}{\frac{2}{3} \times L_1} = \frac{\sigma_{\max}}{L_1} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 2025.75 \text{ KN / m}^2$$

A cette contrainte correspond une force de compression par mètre linéaire .

$$F_c = \sigma_{\text{moy}} \times a = 2025.75 \times 0.2 = 405.15 \text{ KN / m}$$

**Ferraillage du mur :**

La section d'armatures verticales sera donc égale à :

$$A_s = \frac{F_c}{\sigma_s} = \frac{405.15 \times 10^3}{400} = 1012.88 \text{ mm}^2 = 10.12 \text{ cm}^2$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

$$G + Q \pm E \left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 181.94 \text{ KN .m} \\ N_{\text{corr}} = 696.08 \text{ KN} \end{array} \right\}$$

Les contraintes extrêmes sont :

$$\sigma_{\max} = \frac{696.08}{0.48} + \frac{181.94}{0.068} \times 0.8 = 3590.64.KN / m^2$$

(compression et traction)

$$\sigma_{\min} = \frac{696.08}{0.48} - \frac{181.94}{0.068} \times 0.8 = -690.30.KN / m^2$$

**Point de contrainte nulle :**

$$L_1 = L \left( \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) = 1.6 \left( \frac{3590.64}{3590.64 + 690.30} \right) = 1.34.m$$

$$\frac{\sigma_{moy}}{\frac{2}{3} \times L_1} = \frac{\sigma_{\max}}{L_1} \Rightarrow \sigma_{moy} = 2393.76.KN / m^2$$

A cette contrainte correspond une force de compression par mètre linéaire .

$$F_c = \sigma_{moy} \times a = 2393.76 \times 0.2 = 478.75KN / m$$

**9-2- Ferrailage du mur :**

La section d'armatures verticales sera donc égale à :

$$A_s = \frac{F_c}{\sigma_s} = \frac{478.75 \times 10^3}{400} = 1196.88mm^2 = 11.97cm^2$$

On doit choisir section d'armature d'après le deuxième cas :  $A_s = 11.97 cm^2$

La section sera protéger en deux parts égales dans les deux faces du mur ( deux nappes )

$$\text{Par face on aura : } A'_v = \frac{A_s}{2} = \frac{11.48}{2} = 5.74.cm^2$$

**On adopte : 10  $\Phi$ 10 =7.85 cm<sup>2</sup> avec espacement  $S_t = 15 cm$**

Pour les armatures horizontales , on adoptera une section égale à :

$$A'_H = \frac{A'_v}{2} = \frac{5.74}{2} = 2.87.cm^2, \quad \text{soit } A'_H = 5\Phi 10 = 3.93.cm^2 / m$$

Enfin, les armatures transversales seront constituées par des épingles ,qui vont servir à maintenir les deux nappes pendant le coulage du béton .

$$A_t = 5\Phi 6 / ml$$

**Vérification :**

**a- Armatures verticales :**

$$A_v \geq \text{Max} \left[ 0.001 \times a \times d ; \frac{2.1}{\sigma_s} \theta_1 \times \theta_2 \left( \frac{3 \times \sigma_{moy}}{\sigma_b} - 1 \right) a \times d \right]$$

$$\theta_1 = 1.4 \text{ ( mur de rive )}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{\lambda}{25} = 1.12$$

$$0.01 \quad a \times d = 0.001 \times 25 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\left[ \frac{2.1}{400} \times 1.4 \times 1.429 \left( \frac{3 \times 2.39}{3.21} - 1 \right) 25 \times 100 \right] = -3.088 \text{ cm}^2$$

$$A'_v = 5.74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

**b. Armatures horizontales :**

La section minimale des armatures horizontales doit être au moins égale à :

$$A_{h \min} = \frac{2}{3} A_{v \min} = 1.33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

**c- Armatures transversales :**

$$\sigma_{\text{moy}} = 2.394 \text{ MPa} < \frac{3}{4} \sigma_b = 6.315 \text{ MPa}$$

aucun disposition particulière n'est apprendre.

**Vérification de la stabilité au renversement**

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

$$M_{\text{res}} = W \times \frac{L}{2} = 1566.81 \times \frac{3}{2} = 2350.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{renv}} = \sum Fi \times Zi = 330 \text{ KN.m}$$

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} = \frac{2350.22}{330} = 7.12 \geq 1.5 \dots\dots\dots \text{OK}$$

**VII.2. Etude du coupole :**

**Introduction :**

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme plupart du temps circulaire, mais aussi polygonal ou de toute autre forme.

Selon sa flèche, la coupole est surbaissée, en plein cintre, ou sur haussée. La forme de la méridienne peut être très variée.

En principe, la coupole une coque mince, généralement de révolution, raidie ou non par des nervures, soit méridiennes, soit parallèles, soit dans les deux sens. Elle est munie généralement d'une ceinture de base reposant sur des appuis soit continus, soit ponctuels.

**Classification :**

**On peut classifier :**

- ✓ Selon la forme en plan :

Sur plan circulaire (coupole de révolution).

Sur plan elliptique (coupole elliptique).

Sur plan polygonal (coupole polygonale).

- ✓ Selon la forme de la méridienne :

Circulaire.

Elliptique.

Parabolique.

En ogive.

Conique.

- ✓ Selon la disposition au sommet :

Coupole fermée.

Coupole ouverte (en anneau).

La coupole ouverte peut supporter à son sommet une autre coupole.

- ✓ Selon la conception des rives inférieures :

Coupole flexible.

Coupole à ceinture.

- ✓ Selon la disposition constructives :

Coupole d'épaisseur constante.

Coupoles d'épaisseur variable.

Coupoles à nervures méridiennes.

Coupole à nervures parallèles.

Coupole à nervures orthogonales.

- ✓ Selon le mode de construction :

Coupole coulée sur cintre.

Coupole préfabriquée.

- ✓ Selon la montrée de la coupole :

Coupole surbaissée.

Coupole en plein cintre.

Coupole surhaussée.

**Calcul de ferrailage :**

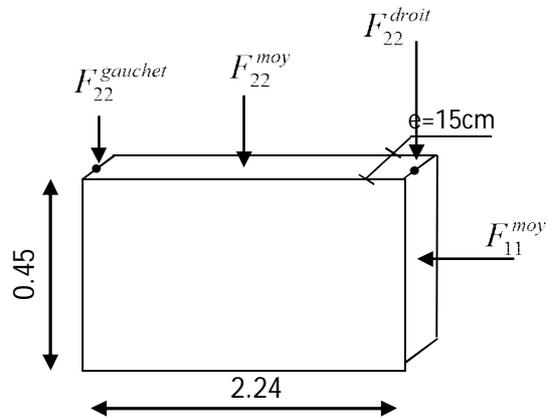
Pour le calcul de ferrailage on base sur la méthode des forces.

A partir du fichier de output du SAP2000 nous avons :

(La coupole travail à la compression)  $\begin{cases} F_{22}^{Max} = -17.34KN / ml \\ F_{22}^{corr} = -6.65KN / ml \end{cases}$

$$F_{22}^{moy} = \frac{17.34 + 6.65}{2} \times 2.24 = 26.86KN$$

$$\sigma_{22}^{moy} = \frac{F_{22}^{moy}}{e.l} = 4.85MPa$$



**Contrainte limite :**

Tableau VII.4. Effort de compression

	Notation	Unités	Armé Verticalement	Non armé Verticalement
<b>Elancement</b>	$\lambda$	/	$\frac{l\sqrt{12}}{e}$	
<b>Section réduite</b>			$d(e - 0,02)$	
<b>Pour <math>\lambda \leq 50</math></b> <b>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></b>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ $0,60\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$	$\frac{0,65}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{30}\right)^2}$
<b>Effort limite ELU</b>	$N_{U(lim)}$	KN	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<b>Contraintes limites</b>	$\sigma^{u(lim)}$	KPa	$\sigma^{u(lim)}_{ba} = \frac{N_{U(lim)}}{el}$	$\sigma_{b(na)} = \frac{N_{U(lim)}}{el}$

A.N ;

Tableau VIII.5. Contraintes limites

		Béton armé	Béton non armé
<b>Longueur de Flambement <math>L_f</math></b>	M	0,80x0.45=0.36	0,9x0.45=0.405
<b>Elancement <math>\lambda</math></b>		$\frac{L_f \sqrt{12}}{0,12} = 10.39$	$\frac{L_f \sqrt{12}}{0,12} = 11.69$
<b>Coefficient <math>\alpha</math></b>		0,84	0,54
<b>Section réduite <math>B_r</math> (par ml) Avec <math>d=1m</math></b>	m <sup>2</sup>	0,10	0,10
<b>Contraintes Limites</b> $\sigma_{u(lim)} = \frac{N_{U(lim)}}{ad}$	Mpa	$\frac{0,84}{0,12 \times 10^3} \left( \frac{0,10 \times 25 \times 1}{0,9 \times 1,5} \right)$	$\frac{0,54}{0,12} \left( \frac{0,10 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) = 8,32M$

**Armatures de compression :**

On constate que :  $\sigma_{max} = 4.85MPa < \sigma_{béton(non-armée)} = 8,32MPa$

Le voile ne sera donc pas armée a la compression on prendra les valeurs minimales par le tableau suivant :

**Aciers verticaux, aciers horizontaux :**

Tableau VII.6. Aciers verticaux et horizontaux

	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min (0,33m ; 1,5e)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal Pourcentage minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d e$ $\rho_v = \text{Max} \left[ 0,1\% ; 0,15\% \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u\text{lim}}} - 1 \right) \right]$ par moitié sur chaque face Avec: $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_v^{\text{max}} = \text{le pourcentage vertical de la bande la plus armée}$

**Aciers verticaux :**

$$\rho_v = \text{Max}\{\min \text{BAEL}; \min \text{RPA99}\}$$

**Selon BAEL :**

$$\rho_v = \text{Max}\left\{0,10\%; 0,15 \frac{400}{f_e} \theta \left[ \frac{3\sigma_u}{\sigma_{\text{lim}}} - 1 \right] \right\}$$

$$\rho_v = 0,10\%$$

$$A_v^{\text{BAEL}} \geq \rho_v d e$$

$$A_v^{\text{BAEL}} \geq \frac{0,10}{100} \times 100 \times 12 = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Selon RPA99 :**

$$\rho_v = 0,15\%$$

$$A_v^{\text{RPA}} = \frac{0,15}{100} \times (12 \times 100) = 1,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_v = \text{Max}(A_v^{\text{RPA}}; A_v^{\text{BAEL}}) = 1,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix :  $A_s = 6,04 \text{ cm}^2$  (2x1.8cm<sup>2</sup>)

Deux nappes (2x3,02 cm<sup>2</sup> => 2x6T8)

**Espacement maximal entre axes**

$$S_t \leq \min(0,33\text{m}; 1,5e)$$

$$S_t \leq \min(0,33\text{m}; 0,18)$$

$$S_t \leq 18$$

Choix d'armature  $A_s = 6,04 \text{ cm}^2$  ..... 2x6T8

Avec espacement  $S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm} / \text{ml} \leq 18 \text{ cm} / \text{ml}$

**Aciers horizontaux :**

**Selon BAEL:**

$$\rho_H = \frac{A_H}{100e} \geq \text{Max}\left[ \frac{2\rho_{v\text{Max}}}{3}; 0,001 \right] = 0,001$$

$$A_H^{\text{BAEL}} = 100\rho_H e = 1,5 \text{ cm}^2$$

**Selon RPA99 :**

$$\rho_v = 0,15\%$$

$$A_H^{\text{RPA}} = \frac{0,15}{100} (0,12) \cdot 1,00 = 1,8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_H = \text{Max}(A_H^{\text{BAEL}}; A_H^{\text{RPA}}) = 1,8 \text{ cm}^2 / \text{ml} (1,8 \times 2)$$

Choix :  $A_H=5,02\text{cm}^2$  (2x5T8) ; avec  $S_t=20\text{cm/ml}$

**Ferraillage de poutre de la ceinture :**

Traction dans la ceinture :

$$T=55,815\text{KN}$$

$$\text{Armatres } A_s = \frac{T}{\sigma_s} = 1,60\text{cm}^2$$

Choix : **6T14** ( $A_s=9,24\text{cm}^2$ ) ;  $S_t=15\text{cm/ml}$

✓ Vérification de la condition de non fragilité (Poutre de ceinture) :

$$A_s \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \left[ \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

Avec :

$$d=0,9h ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa}$$

$$A_s = 9,24\text{cm}^2 \geq 2,428\text{cm}^2$$

✓ **Vérification des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$T_U$  : Effort tranchant ( $T_U= 55,815\text{KN}$ )

b : Largueur de la section de la poutre ;

d : Hauteur utile ;

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle.

La fissuration étant très préjudiciable donc :  $\tau_u \leq \text{Min} \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}$

$$\tau_u = \frac{55,815 \times 10^3}{0,9 \times 450 \times 300} = 0,459\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2,83\text{MPa}$$

**Ferraillage transversal :**

D'après «RPA99 version 2003» :

\* La quantité d'armature transversal est donnée par :  $A_t = 0,003 S_t b$

\* L'espacement maximum entre les armatures transversales est donnée par :

$$S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right]$$

D'après «BAEL91» :

$$- S_t \leq \text{Min} \{ 0,9d ; 40\text{cm} \}$$

$$- \Phi_l \leq \text{min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} , \Phi_l \right\}$$

$$- \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right\} \text{ avec } b_0=b$$

Section	$S^{\max}$ (cm)	$S^{\text{choisit}}$ (cm)	$A_t^{\text{calculé}}$	$A_t^{\text{adopté}}$ (cm)	choix
30x45	40	15	1,62	2,10	4T8

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} = 1,867MPa \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right\} = 0,4MPa$$

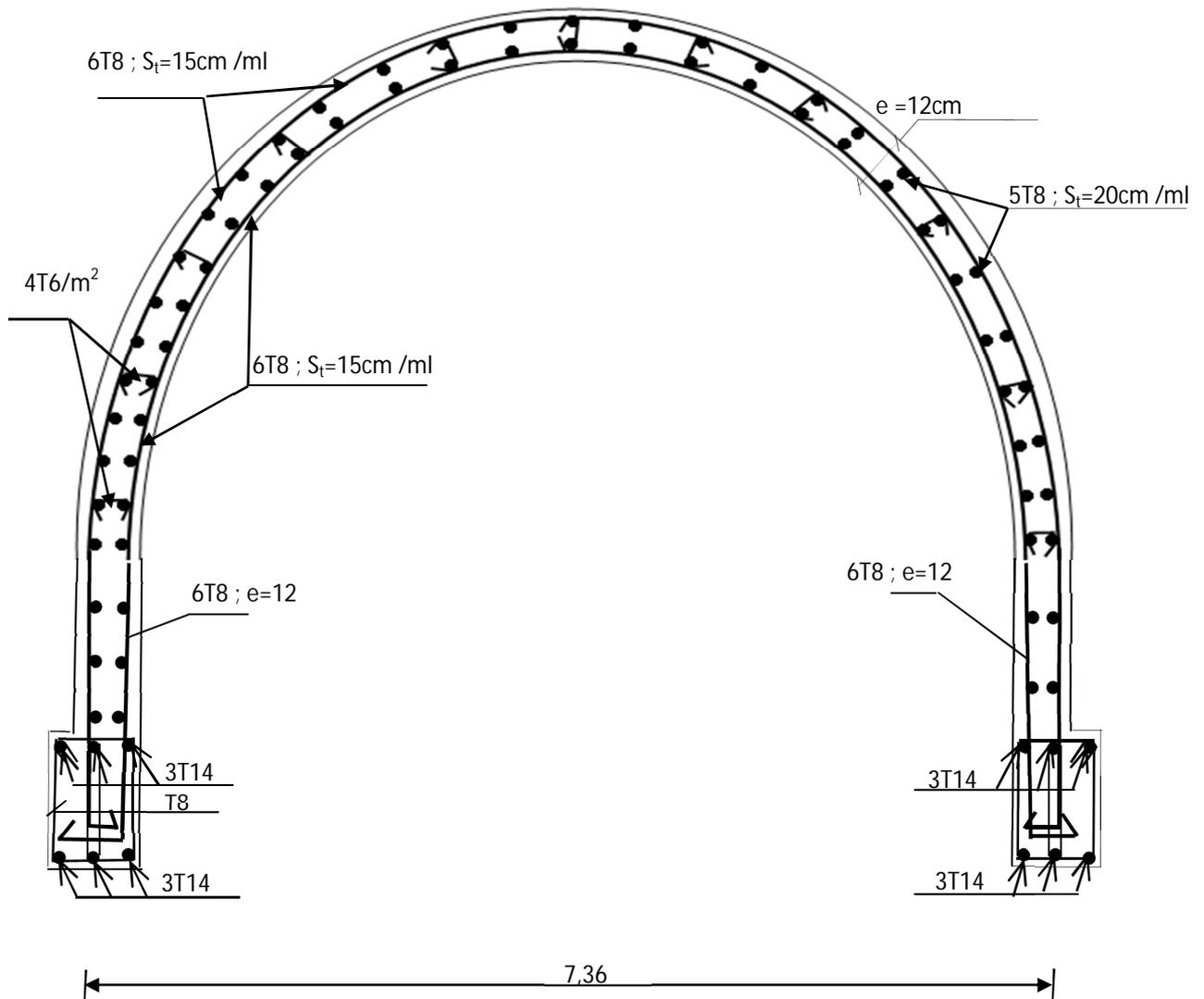


Figure VII.5 Ferrailage de la coupole

## Chapitre – VIII –

### *Calcul des fondations*

---

**1. Calcul de l'infrastructure :**

Les fondations sont destinées à transmettre au sol les charges et les surcharges de la superstructure. La connaissance des sollicitations engendrées par ces actions et celles du sol de fondations permettent de définir le type et les dimensions de ces dernières. La capacité portante de notre sol d'assise est définie par :  $\overline{\sigma}_{sol} = 2,5$  bars.

**Tableau VIII.1 des sollicitations appliquées sur les semelles isolées :**

Blocs	Semelle	combinaison	N (KN)	M (KN. m)
A	S <sub>1</sub>	G + Q	490,70	1,10
		1,35 G + 1,5 Q	676,57	1,52
		G + Q + E	552,51	76 ,16
		0,8 G + E	379,03	76,55
	S <sub>2</sub>	G + Q	79,48	0,77
		1,35 G + 1,5 Q	109,45	1,08
		G + Q + E	50,8	0,40
		0,8 G + E	80,81	0,88

**2. Exemple de calcul :**

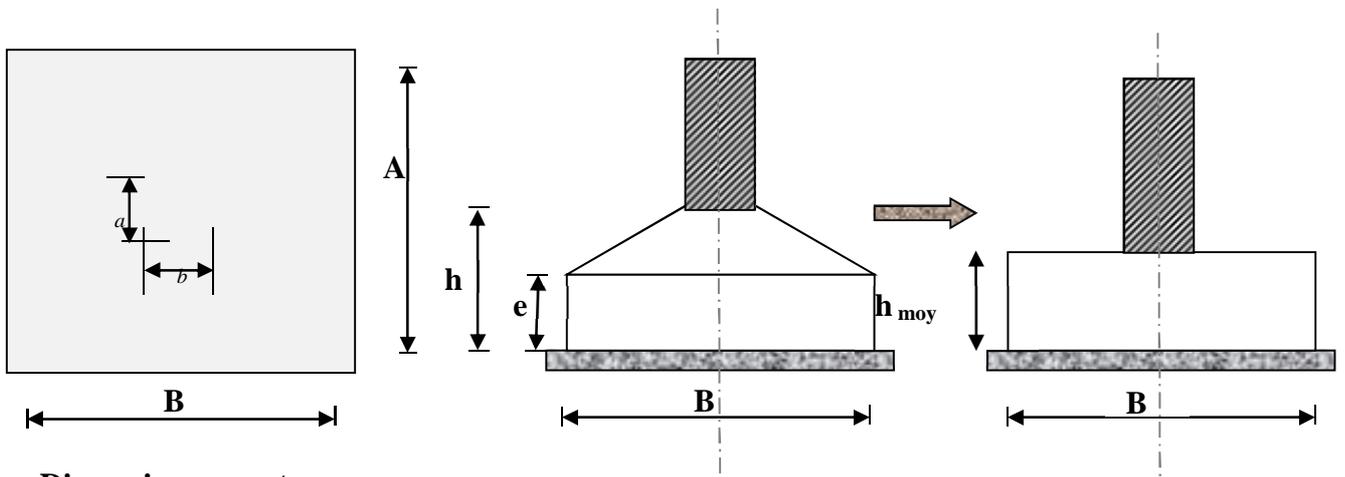
**Semelle isolée (S<sub>3</sub>):**

$N_s = 49,07$  t

$M_s = 0,10$  t. m

$N_u = 67,657$  t

$M_u = 0,152$  t. m



**Dimensionnement :**

**Largeur :**

On doit avoir une homogénéité entre les dimensions de la semelle celle du poteau

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{50}{50} \Rightarrow A=B$$

Les dimensions A et B sont tel que :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{49,07 \cdot 10^3}{2,5}} = 140,10 \text{ cm}$$

On adopte : **B = 150 cm**

**Hauteur utile :**

$$d_a \geq \frac{B - b}{4} = \frac{150 - 50}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow d_a = 25 \text{ cm}$$

Alors :

$$h_u = d + 5 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

**Patin :**

$$\begin{cases} e \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} \\ \Phi_{\min} = 12 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

**Hauteur moyenne :**

$$h_{\text{moy}} = \frac{h + e}{2} = \frac{30 + 15}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

**Poids propre de la semelle et du remblai :**

$$P_s = h_{\text{moy}} \cdot \gamma_b \cdot B^2 = 7,59 \text{ t}$$

$$P_R = (h - h_{\text{moy}})(B^2 - b^2)\rho_{\text{sol}} = 3,75 \text{ t}$$

Donc :

$$Q_{\text{ser}} = N_s + P_s + P_R = 60,41 \text{ t}$$

$$Q_{\text{ult}} = N_u + 1,5(P_s + P_R) = 66,08 \text{ t}$$

**Type de répartition :**

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 2 \text{ cm} \\ \frac{B}{6} = 25 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 < \frac{B}{6} \dots\dots\dots \text{Répartition trapézoïdale :}$$

**Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{Q_{\text{ser}}}{B} \left( 1 + 3 \frac{e_0}{B} \right) = 16,68 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} < 25 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 150 \text{ cm} \\ e_{\min} = 15 \text{ cm} \\ h_{\text{moy}} = 22,5 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \\ d_a = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Calcul des armatures :**

La méthode des bielles peut être appliquée si les deux conditions suivantes sont remplies :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 \leq \frac{b}{6} \Rightarrow 2 < \frac{50}{6} = 8,33 \dots\dots\dots \text{condition remplie} \\ e_0 \leq \frac{B}{24} \Rightarrow 2 < \frac{150}{24} = 6,25 \dots\dots\dots \text{condition remplie} \end{array} \right.$$

On utilise la méthode des bielles dans le deux sens:

$$A_B = A_A = \frac{Q_u \cdot \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) (B - b)}{8 \cdot d_a \cdot \sigma_s} = \frac{66,08 \cdot 10^4 \left(1 + 3 \frac{2}{150}\right) (150 - 50)}{8 \cdot 25 \cdot 348 \cdot 10^2} = 9,87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \left\{ \begin{array}{l} 12T 12 = 13,57 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Tableau VIII.2 les résultats de ferrailage des semelles isolées.

Type	bloc	Nom	Largeur B (cm)	Hauteur utile h (cm)	Patin e (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopter</sub> (cm <sup>2</sup> )	Espacement S <sub>t</sub> (cm)
Isolée	A	S <sub>2</sub>	150	45	15	13,07	12T14 = 18,47	16

**Semelle continue sous deux poteaux S<sub>1</sub>:**

Quand les poteaux est par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les uns des autres, on réalise une semelle continue sous cette file de poteaux.

**Tableau VIII.3 Les sollicitations appliquées sur les semelles continue sous deux poteaux :**

Blocs	Semelle	combinaison	N (KN)	M (N. m)	
B	S <sub>1</sub>	Pot <sub>1</sub>	G + Q	90,31	1,74
		1,35 G + 1,5 Q	122,91	2,38	
		G + Q + E	1373,30	101,26	
		0,8 G + E	1349,96	101,80	
	Pot <sub>2</sub>	G + Q	158,19	0,58	
		1,35 G + 1,5 Q	216,45	0,78	
		G + Q + E	1409,77	134,31	
		0,8 G + E	136258	134,50	

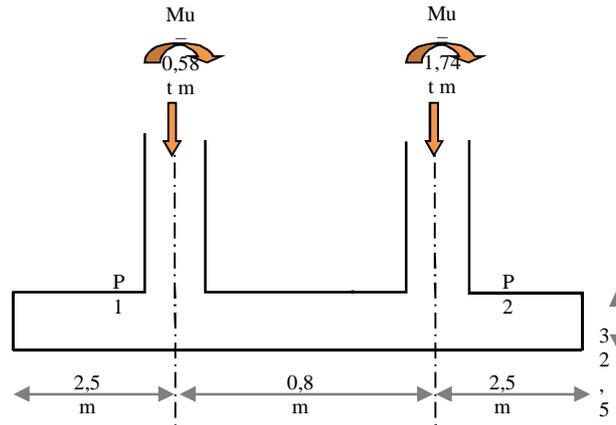


Figure VIII.1 Semelle continue sous deux poteaux.

La semelle a été dimensionnée au temps qu’une semelle isolée soumise à un effort normal et un moment de flexion on trouve :

**Dimensionnement à l’E.L.S :**

$$B \geq \frac{N_s}{L \sigma_{sol}} = \frac{9,031 \cdot 10^3}{15 \cdot 2,5} = 240,82 \text{ cm}$$

On prend B = 241 cm

Rigidité :

$$\frac{l}{9} < h < \frac{l}{6} \Rightarrow 27,77 < h < 41,67$$

On prend h = 40 cm

**Longueur élastique :**

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_b I}{k B}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{B h^3}{12} = 12,85 \cdot 10^5 \text{ cm}^2 \\ k = 40 \text{ N/cm}^2 \\ B = 241 \text{ cm} \\ E_b = 3,216 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow l_e = 2,90 \text{ m}$$

$l = 2,50 < \frac{\pi}{2} l_e = 4,55 \Rightarrow$  Semelle rigide (répartition linéaire des contraintes)

$27,77 < 40 < 41,66$  ..... condition vérifiée.

**Patin :**

$$\begin{cases} e \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} \\ \Phi_{\min} = 12 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

**Hauteur moyenne :**

$$h_{\text{moy}} = \frac{h + e}{2} = \frac{40 + 15}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

**Poids propre de la semelle et du remblai :**

$$P_s = h_{\text{moy}} \cdot \gamma_b \cdot B L = 2,485 \text{ t}$$

$$P_R = (h - h_{\text{moy}})(B L - 2 b^2) \rho_{\text{sol}} = 17,26 \text{ t}$$

Donc :

$$Q_{\text{ser}} = N_a + P_s + P_R = 29,055 \text{ t}$$

**Type de répartition :**

$$M = \sum M_i + \sum N_i x_i = (0,58 + 1,74) + 9,031 \times 1,25 - 15,819 \times 1,25 = 19 \text{ t m}$$

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_s}{N_a} = 19,26 \text{ cm} \\ \frac{L}{6} = 69,44 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 < \frac{L}{6} \dots\dots\dots \text{Répartition trapézoïdale.}$$

**Vérification des contraintes : (G+Q+E)**

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{Q_{\text{ser}}}{B L} \left( 1 + 3 \frac{e_0}{L} \right) = 11,63 \text{ N/cm}^2 < 25 \text{ N/cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée .}$$

**Calcul des armatures :**

**Sens transversal :** on utilise la méthode des bielles.

$$A_B = \frac{\hat{N}_i (B - b)}{8 d_b \sigma_s}$$

Avec :

$$\hat{N}_i = N_T \left( 1 + 3 \frac{e_0}{L} \right)$$

$$N_{\text{tu}} = 12,291 \text{ t}$$

$$\hat{N}_i = 12,291 \left( 1 + 3 \frac{13,5}{210} \right) = 305 \text{ t}$$

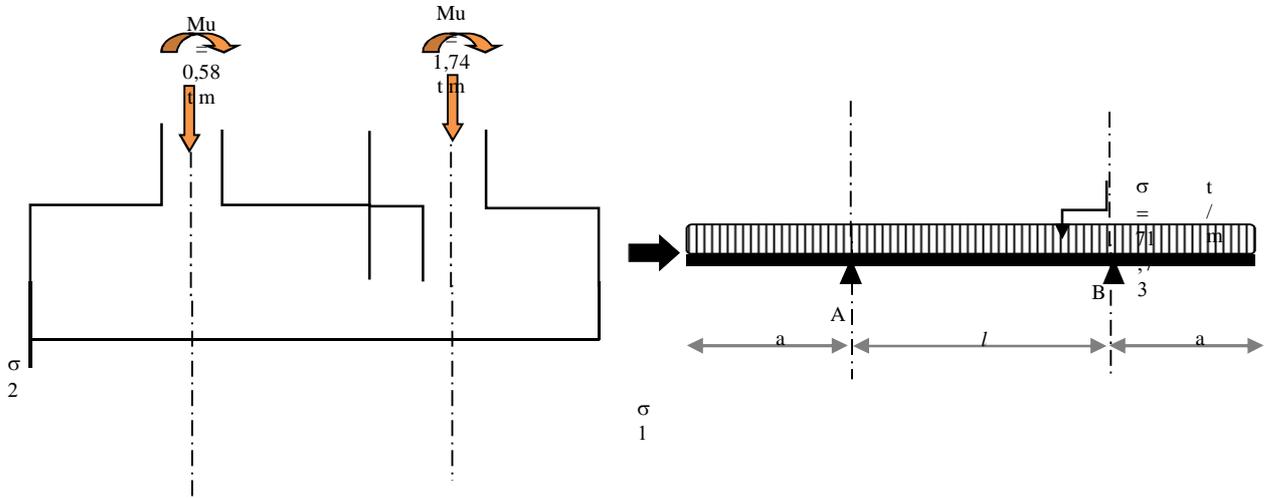
Donc :

$$A_B = \frac{122,9 \cdot 10^4 (250 - 50)}{8 \cdot 36 \cdot 348 \cdot 10^2} = 24,52 \text{ cm}^2$$

Soit : 16T 14 = 24,63 cm<sup>2</sup> avec un espacement S<sub>t</sub> = 16 cm

**Sens longitudinal :**

Le semelle est calculée come une poutre renversée chargée par la contrainte moyenne du sol.



Avec :

$$\sigma_{moy} = \frac{N_T}{B L} \left( 1 + 3 \frac{e_0}{L} \right) = 25,07 \text{ N cm}^{-2}$$

$$\sigma = \sigma_{moy} \times B = 25,07 \times 2,41 = 60,41 \text{ t/m}$$

**Ferraillage en appuis :**

$$M_A = M_B = -\frac{\sigma a^2}{2} = -18,87 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,020$$

$$\mu = 0,020 < \mu_{ultime} = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{app} = \frac{M_A}{\beta d \sigma_{acier}} = 15,21 \text{ cm}^2$$

Choix :  $\left\{ \begin{array}{l} 10 \text{ T } 14 = 15,39 \text{ cm}^2 \\ S_t = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$

**Ferraillage en travée :**

$$M_0 = \frac{\sigma}{8} (l^2 - 4 a^2) = 30,12 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_{ultime} = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{app} = \frac{M_0}{\beta d \sigma_{acier}} = 24,43 \text{ cm}^2$$

Choix : {6 T 25 = 29,45 cm<sup>2</sup>

Semelle continue sous Trois poteaux S1:

Blocs	semelle	combinaison	N (KN)	M (KN. m)
A	Pot1	G + Q	175,52	0,17
		1,35 G +1,5 Q	241,04	0,24
		G + Q + E	2525,30	45,84
		0,8 G + E	2468,33	454,47
	Pot2	G + Q	153,10	0,005
		1,35 G +1,5 Q	209,94	0,007
		G + Q + E	168,64	44,28
		0,8 G + E	120,66	44,28
B	Pot3	G + Q	173,95	0,21
		1,35 G +1,5 Q	238,89	0,29
		G + Q + E	2524,42	45,39
		0,8 G + E	1467,97	45,47

La semelle a été dimensionnée au temps qu'une semelle isolée soumise à un effort normal et un moment de flexion on trouver :

**Dimensionnement à l'E.L.S :**

$$B \geq \frac{N_s}{L \sigma_{sol}} = \frac{175,52 \cdot 10^3}{580 \cdot 2,5} = 121,04 \text{ cm}$$

On prend B = 122 cm

**Rigidité :**

$$\frac{l}{9} < h < \frac{l}{6} \Rightarrow 27,77 < h < 41,67$$

On prend h = 40 cm

**Longueur élastique :**

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_b I}{k B}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{B h^3}{12} = 6,51 \cdot 10^5 \text{ cm}^2 \\ k = 40 \text{ N/cm}^2 \\ B = 122 \text{ cm} \\ E_b = 3,216 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow l_e = 1,99 \text{ m}$$

$l = 2,55 < \frac{\pi}{2} l_e = 3,12 \Rightarrow$  Semelle rigide (répartition linéaire des contraintes)

$27,33 < 40 < 41,67$  ..... condition vérifiée.

**Patin**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} \\ \Phi_{\min} = 12 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

**Hauteur moyenne /**

$$h_{\text{moy}} = \frac{h + e}{2} = \frac{40 + 15}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

**Poids propre de la semelle et du remblai :**

$$P_s = h_{\text{moy}} \cdot \gamma_b \cdot B L = 2,26 \text{ t}$$

$$P_R = (h - h_{\text{moy}})(B L - 2 b^2) \rho_{\text{sol}} = 22,87 \text{ t}$$

Donc :

$$Q_{\text{ser}} = N_a + P_s + P_R = 40,44 \text{ t}$$

**Type de répartition :**

$$M = \sum M_i + \sum N_i x_i = (0,17 + 0,005 + 0,21) + 17,55 \times 1,5 - 15,31 \times 1,5 - 17,39 \times 1,5) = 22,34 \text{ t m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_s}{N_a} = 10 \text{ cm} \\ \frac{L}{6} = 69,44 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 < \frac{L}{6} \text{ .....Répartition trapézoïdale.}$$

**Vérification des contraintes : (G+Q+E)**

$$\sigma_{\frac{3}{4}} = \frac{Q_{\text{ser}}}{B L} \left( 1 + 3 \frac{e_0}{L} \right) = 14,80 \text{ N/cm}^2 < 25 \text{ N/cm}^2 \text{ .....}$$

condition vérifiée

**Calcul des armatures :**

**Sens transversal :** on utilise la méthode des bielles.

$$A_B = \frac{\dot{N}_i (B - b)}{8 d_b \sigma_s}$$

Avec :

$$\hat{N}_i = N_T \left( 1 + 3 \frac{e_0}{L} \right)$$

$$N_{tu} = 241,04 \text{ t}$$

$$\hat{N}_i = 241,04 \left( 1 + 3 \frac{10}{250} \right) = 269,96 \text{ t}$$

Donc :

$$A_B = \frac{241,04 \cdot 10^4 (250 - 50)}{8 \cdot 36 \cdot 348 \cdot 10^2} = 48,10 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 16T 20 = 50,27 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 16 \text{ cm}$

**Sens longitudinal :**

Avec :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N_T}{B L} \left( 1 + 3 \frac{e_0}{L} \right) = 40,10 \text{ N cm}^{-2}$$

$$\sigma = \sigma_{\text{moy}} \times B = 40,10 \times 1,22 = 48,92 \text{ t/m}$$

**Ferraillage en appuis :**

$$= -\frac{\sigma a^2}{2} = -152,87 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,166$$

$$\mu = 0,166 < \mu_{\text{ultime}} = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,909$$

$$A_{\text{app}} = \frac{M_A}{\beta d \sigma_{\text{acier}}} = 20,33 \text{ cm}^2$$

**Choix :**  $\left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ T } 16 = 22,12 \text{ cm}^2 \\ S_t = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$

**Ferraillage en travée :**

$$M_0 = \frac{\sigma}{8} (l^2 - 4 a^2) = 20,16 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 < \mu_{\text{ultime}} = 0,392 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{\text{app}} = \frac{M_0}{\beta d \sigma_{\text{acier}}} = 16,27 \text{ cm}^2$$

**Choix :** { 6 T 20 = 29,85 cm<sup>2</sup>

## ***Conclusion générale***

---

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Dans la conception de ce projet on 'a utiliser les logiciels sab2000, AUTOCAD ...etc, Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée.

Master en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

## **Bibliographie :**

### **▮ Règlements**

Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003

Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93

Règles de Calcul de Béton Armé Aux États Limites BAEL91

### **▮ Livres et thèmes**

Construire parasismique.....Milan Zacek

Précis de calcul béton armé .....H.Renaud & J.Lamirault

Conception et calcul des structures de bâtiment.....Henry Thonier

Mémoire de fin d'études- R+10 en B.A .....Slimane

Mémoire de fin d'études- R+10 en B.A .....Haireche et benazouze

Mémoire de fin d'études- (étude d'une mosquée R+1)en B.A.....Khoudja dhaifallah

### **▮ Cours**

Béton armé.....

Dynamique des structures.....

Bâtiments.....

### **▮ Logiciels**

Logiciel d'analyse des structures **ROBOT** version 9.7.1

Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**

EXCEL 2013

WORD 2013

AUTO CAD 2009